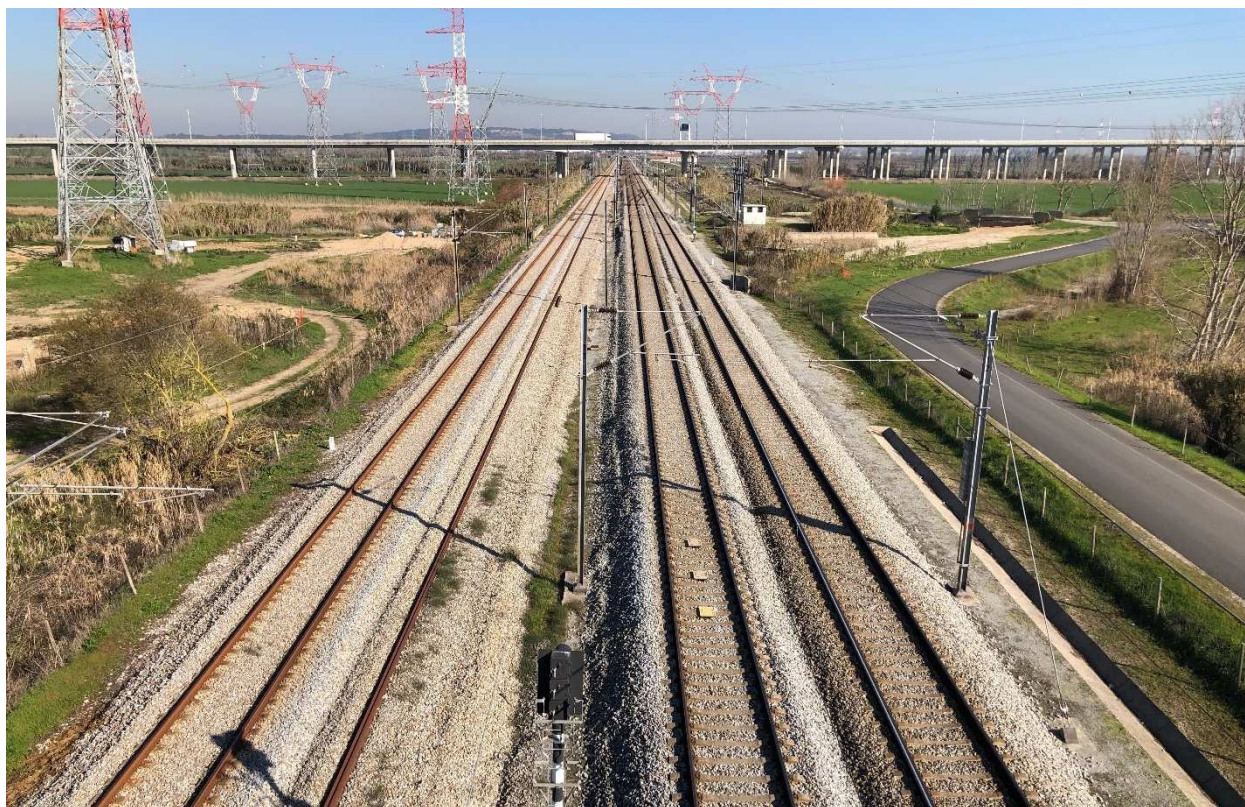


PROJETO E ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA A QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO ENTRE CASTANHEIRA DO RIBATEJO E AZAMBUJA

LINHA DO NORTE – TROÇO ENTRE O PK 34+100 E PK 47+000



PROJETO DE EXECUÇÃO VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA TOMO 1.7.2 – GEOLOGIA E GEOTECNIA

Memória Descritiva e Justificativa

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Sandra Oliveira / Vitória Rodrigues	Jorge Latas	Manuel Pera Fernandes
19-12-2024	19-12-2024	19-12-2024
Data e Assinatura	Data e Assinatura	Data e Assinatura

Não necessita de assinatura se aprovado eletronicamente

Informação Adicional	Informação do Documento	
O Gestor de Projeto Elisabete Moreira de Oliveira Pino	Código Documento PF0223.PE.01.07.02.00.MDJ.00.docx	
O Responsável Unidade Bernardo Monteiro	Revisão 00	Data 19-12-2024
O Responsável Departamento Ana Cardoso	Código Projetista	
O Diretor Pedro Pais	Nome do Ficheiro PF0223.PE.01.07.02.00.MDJ.00.docx	

Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Secção Afetada	Alterações
00	19-12-2024	Vários	Edição inicial	-----

**PROJETO E ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA A QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO
ENTRE CASTANHEIRA DO RIBATEJO E AZAMBUJA**

LINHA DO NORTE – TROÇO ENTRE O PK 34+100 E PK 47+000

PROJETO DE EXECUÇÃO

ÍNDICE GERAL DO PROJETO

VOLUME 00 – GERAL

Tomo 0.1 – Caracterização Geral do Projeto

Tomo 0.2 – Cartografia e Topografia

Tomo 0.3 – PSS e CT

 Tomo 0.3.1 – Plano de Segurança e Saúde

 Tomo 0.3.2 – Compilação Técnica

Tomo 0.4 – PPGRCD

Tomo 0.5 – SIG

Tomo 0.6 – Interoperabilidade

 Tomo 0.6.1 – ETI Infraestrutura

 Tomo 0.6.1.01 – Relatório ETI-INF

 Tomo 0.6.1.02 – Anexos ETI-INF

 Tomo 0.6.2 – Relatório ETI Pessoas de Mobilidade Reduzida

 Tomo 0.6.2.01 – Relatório ETI-PMR

 Tomo 0.6.2.02 – Anexos ETI-PMR

 Tomo 0.6.4 – Relatório ETI Energia

 Tomo 0.6.4.01 – Relatório ETI-ENR

 Tomo 0.6.4.02 – Anexos ETI-ENR

VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA

Tomo 1.1 – Plataforma da Via

Tomo 1.2 – Drenagem

Tomo 1.3 – Estruturas de Proteção e Estabilização da Plataforma

Tomo 1.4 – Vedações

Tomo 1.5 – Elementos de Proteção Acústica

Tomo 1.6 – Restabelecimentos, Serventias e Caminhos Paralelos

 Tomo 1.6.1 – Restabelecimentos

 01 – Caminho de Acesso ao Posto de Catenária do Carregado Norte (PK 37+725)

 02 – Caminhos junto à Nova Passagem Pedonal em Vila Nova da Rainha
 (PK 39+875)

Tomo 1.7 – Geologia e Geotecnia

Tomo 1.8 – Estudo Hidrológico

Tomo 1.9 – Muros de Suporte

VOLUME 02 – INFRAESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA-FÉRREA)

Tomo 2.1 – Pontes

 Tomo 2.1.01 – Ponte ao PK 35+368 (PH112/113)

 Tomo 2.1.02 – Ponte ao PK 36+060 (PH114/115)

 Tomo 2.1.03 – Ponte da Vala do Carregado (PH116 - 36+684 - VA)

Tomo 2.1.04 – Ponte da Vala do Carregado (PH116 - 36+684- VD)
Tomo 2.1.05 – Ponte Vila Nova da Rainha
Tomo 2.1.06 – Ponte Valverde (PH134/135)
Tomo 2.1.07 – Ponte Pedonal de Vila Nova da Rainha (PK 39+875)

Tomo 2.3 – Viadutos

Tomo 2.3.01 – Viaduto de Vila Nova da Rainha (VD)

Tomo 2.4 – Passagens Hidráulicas

Tomo 2.4.01 – PH 109 (PH da Castanheira – 34+202)
Tomo 2.4.02 – PH 110 (34+517)
Tomo 2.4.03 – PH 117 (36+804)
Tomo 2.4.04 – PH/Galeria (36+847)
Tomo 2.4.05 – PH 118 (37+222)
Tomo 2.4.06 – PH 119 (PH da Regateira - 37+880)
Tomo 2.4.07 – PH 121 (PH das Faias - 37+577)
Tomo 2.4.08 – PH 123 (PH do Rouxinol - 39+346)
Tomo 2.4.09 – PH 127 (41+524)
Tomo 2.4.10 – PH 130 (42+282)
Tomo 2.4.11 – PH 130B (42+815)
Tomo 2.4.12 – PH 130A_1 (43+125)
Tomo 2.4.13 – PH 130A_2 (43+131)
Tomo 2.4.14 – PH da conduta Metálica/Galeria (43+140)
Tomo 2.4.15 – PH 131 (44+171)
Tomo 2.4.16 – PH 132 (PH da Maia – 44+750)
Tomo 2.4.17 – PH com 1,5 m de Vão
Tomo 2.4.17.1 – PH 111, 120, 126A, 128, 129 e 133
Tomo 2.4.17.2 – PH 122 (38+915)

Tomo 2.5 – Passagens Desniveladas

Tomo 2.5.02 – Passagens Superiores Rodoviárias
Tomo 2.5.2.01 – PSR ao PK 46+224 – Estruturas de Proteção

VOLUME 03 – SUPERESTRUTURA DE VIA

VOLUME 05 – SISTEMAS DE SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA DE EXPLORAÇÃO

VOLUME 06 – TELECOMUNICAÇÕES

Tomo 6.1 – Sistemas e Infraestruturas de Telecomunicações
Tomo 6.2 – Sistema de Comunicações Móveis (GSM-R)
Tomo 6.2.1 – Infraestruturas Base do Sistema de Comunicações Móveis (GSM-R)

VOLUME 07 – CATENÁRIA E ENERGIA DE TRAÇÃO

Tomo 7.1 – Catenária
Tomo 7.3 – Retorno de Corrente de Tração, Terras e Proteções

VOLUME 08 – EDIFICAÇÕES

Tomo 8.1 – CRI – Estação de Castanheira do Ribatejo – PK 34+102
Tomo 8.1.ARQ – Arquitetura

-
- Tomo 8.1.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores
- Tomo 8.2 – CAR – Apeadeiro do Carregado – PK 36+456
- Tomo 8.2.ARQ – Arquitetura
 - Tomo 8.2.EST – Fundações e Estruturas
 - Tomo 8.2.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores
 - Tomo 8.2.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED
 - Tomo 8.2.TEL – Instalações de Telecomunicações
 - Tomo 8.2.AEG – Águas e Esgotos
- Tomo 8.3 – PCC – Posto de Catenária Carregado Norte – PK 37+725
- Tomo 8.3.ARQ – Arquitetura
 - Tomo 8.3.EST – Fundações e Estruturas
 - Tomo 8.3.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores
 - Tomo 8.3.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED
 - Tomo 8.3.TEL – Instalações de Telecomunicações
 - Tomo 8.3.AEG – Águas e Esgotos
- Tomo 8.4 – VNR – Apeadeiro de Vila Nova da Rainha – PK 40+553
- Tomo 8.4.ARQ – Arquitetura
 - Tomo 8.4.EST – Fundações e Estruturas
 - Tomo 8.4.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores
 - Tomo 8.4.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED
 - Tomo 8.4.TEL – Instalações de Telecomunicações
 - Tomo 8.4.AEG – Águas e Esgotos
- Tomo 8.5 – EAZ – Apeadeiro de Espadanal de Azambuja – PK 43+196
- Tomo 8.5.ARQ – Arquitetura
 - Tomo 8.5.EST – Fundações e Estruturas
 - Tomo 8.5.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores
 - Tomo 8.5.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED
 - Tomo 8.5.TEL – Instalações de Telecomunicações
 - Tomo 8.5.AEG – Águas e Esgotos
- Tomo 8.6 – AZA – Estação de Azambuja – PK 46+945
- Tomo 8.6.ARQ – Arquitetura
 - Tomo 8.6.EST – Fundações e Estruturas
 - Tomo 8.6.PAI – Arquitetura Paisagística e Arranjos Exteriores
 - Tomo 8.6.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED
 - Tomo 8.6.TEL – Instalações de Telecomunicações
 - Tomo 8.6.AEG – Águas e Esgotos
- Tomo 8.7 – Demolições/Desativação de Edificações
- Tomo 8.7.GER – Geral
 - Tomo 8.7.ESP – Instalações Elétricas, AVAC, Segurança e ITED
 - Tomo 8.7.TEL – Instalações de Telecomunicações

VOLUME 09 – EXPROPRIAÇÕES**VOLUME 10 – AMBIENTE**

Tomo 10.1 – Estudo de Impacte Ambiental

Tomo 10.1.1 – Resumo não Técnico

Tomo 10.1.2 – Relatório Síntese

Tomo 10.1.3 – Plano Geral de Monitorização Ambiental

Tomo 10.1.4 – Plano de Gestão Ambiental da Obra

Tomo 10.1.5 – Peças Desenhadas

Tomo 10.1.6 – Anexos Temáticos

Tomo 10.1.7 – Projeto de Integração Paisagística

Tomo 10.1.8 – Projeto de Proteção Sonora

Tomo 10.1.9 – Levantamento Arbóreo

VOLUME 11 – SERVIÇOS AFETADOS

Tomo 11.1 – Identificação dos Serviços Afetados

Tomo 11.2 – Reposição dos Serviços Afetados

VOLUME 12 – FASEAMENTO CONSTRUTIVO

**PROJETO E ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA A QUADRUPLICAÇÃO DO TROÇO
ENTRE CASTANHEIRA DO RIBATEJO E AZAMBUJA**

LINHA DO NORTE – TROÇO ENTRE O PK 34+100 E PK 47+000

PROJETO DE EXECUÇÃO

VOLUME 01 – INFRAESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA-FÉRREA

TOMO 1.7.2 – GEOLOGIA E GEOTECNIA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	SIGLAS E ABREVIATURAS.....	5
3	ENQUADRAMENTO GERAL.....	7
4	OBJETO E ÂMBITO DO ESTUDO	8
5	DADOS BASE	11
5.1	Referências bibliográficas	11
5.2	Enquadramento Normativo.....	12
5.3	Topografia.....	12
5.4	Referências Quilométricas.....	13
6	ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO	14
6.1	Enquadramento Geológico e Geomorfológico	14
6.2	Caraterísticas Geológicas Locais	16
7	TECTÓNICA E SISMICIDADE	17
8	HIDROGEOLOGIA	21
9	TRABALHOS DE PROSPECÇÃO E ENSAIOS.....	22
9.1	Generalidades	22
9.2	Prospecção Geológico-Geotécnica de campanhas anteriores.....	23
9.2.1	Considerações iniciais	23
9.2.2	Poços de reconhecimento	23
9.2.3	Sondagens Mecânicas.....	24
9.2.4	Ensaio SPT (“Standard Penetration Test”)	26
9.2.5	Ensaio com molinete (Vane Test)	30

9.2.6	Ensaaios de penetração estática (CPT)	35
9.2.7	Ensaaios de laboratório	37
9.3	Prospecção Geológico-Geotécnica da presente empreitada.....	47
9.3.1	Prospecção para Auscultação da Plataforma de Via	47
9.3.2	Prospecção geológica e geotécnica complementar	61
9.4	Caracterização geotécnica.....	77
9.4.1	Modelo geológico e geotécnico	77
9.4.2	Zonamento geotécnico	79
9.5	Parametrização geotécnica dos solos.....	81
10	TERRAPLENAGENS	85
10.1	Trabalhos preparatórios.....	85
10.2	Escavações.....	85
10.3	Aterros	86
10.3.1	Considerações gerais	86
10.3.2	Fundação dos aterros	87
10.3.3	Geometria de taludes.....	87
10.3.4	Revestimento de taludes	87
10.3.5	Aterros de aproximação às obras de arte (Blocos Técnicos).....	87
10.4	Materiais de construção	91
10.5	Condições de fundação da estrutura da via	91
11	CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DE OBRAS DE ARTE E EDIFICAÇÕES	93
11.1	Considerações gerais.....	93
11.2	Pontes	93
11.2.1	Ponte sobre a Vala do Carregado	93
11.2.2	Ponte de Vila Nova da Rainha.....	94
11.2.3	Ponte pedonal de Vila Nova da Rainha.....	94
11.3	Passagens hidráulicas	95
11.4	Edificações	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja.	7
Figura 2 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja na Rede Ferroviária Nacional.....	7

Figura 3 - Implantação do traçado a estudar sobre a Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50.000.....	14
Figura 4 – Distribuição espacial da sismicidade entre 1988 e 2013 na região da Castanheira do Ribatejo/Azambuja e áreas adjacentes com base nos registos do IPMA (1988 - 2013) e SRAPOR (1992 - 2012) (adaptado de Leal, 2014).....	17
Figura 5 - Zonamento sísmico de Portugal Continental.....	18
Figura 6 – Frequência relativa dos valores de $(N_1)_{60}$ dos solos arenosos, obtida nos estudos anteriores.....	29
Figura 7 - Frequência relativa dos valores de N_{SPT} dos solos argilosos.....	30
Figura 8 – Resultados dos ensaios com molinete considerados.....	33
Figura 9 – Perfil de grau de sobreconsolidação (a) e de tensão de pré-consolidação (b) estimados a partir dos ensaios com molinete.....	35
Figura 10 – Curvas granulométricas dos solos colhidos nos poços realizados em estudos anteriores.....	42
Figura 11 – Curvas granulométricas dos solos ensaiados nas sondagens realizadas em estudos anteriores.....	43
Figura 12 - Carta de plasticidade com os limites de consistência dos solos colhidos nas sondagens realizadas em estudos anteriores.	44
Figura 13 – Classificação USCS dos solos ensaiados: aterros (At); Miocénico (M); aluviões (a).....	45
Figura 14 – Distribuição estatística do índice de vazios do terreno natural (e_0) e do coeficiente de sobreconsolidação (OCR) nas aluviões.	46
Figura 15 - Ábaco de comportamento proposto por Robertson (1990) e atualizado por Robertson (2009) (Fonte: Robertson, 2016).....	65
Figura 16 - Ábaco de comportamento com base no índice de comportamento modificado IB. (Fonte: Robertson, 2016)	66
Figura 17 - Ábaco de comportamento do solo baseado na relação Q_{tn} -F (Fonte: Robertson, 2016).....	67
Figura 18 – Frequência relativa dos valores de $(N_1)_{60}$ dos solos arenosos.....	71
Figura 19 - Frequência relativa dos valores de N_{SPT} dos solos argilosos.....	72
Figura 20 – Leituras dos níveis piezométricos entre 20.06.2024 e 29.11.2024	74
Figura 21 – Bloco Técnico Tipo III.....	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – TVM (CE da IP)	9
Quadro 2 - Acelerações máximas de referência (a_{gR}).	18
Quadro 3 – Parâmetro S_{max} para os tipos de terreno de maior predominância no trecho da Linha do Norte entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja.....	19
Quadro 4 - Resumo das variáveis e parâmetros para o cálculo da ação sísmica.....	20
Quadro 5 – Resumo das principais características dos poços de reconhecimento realizados em estudos anteriores	24
Quadro 6 – Resumo das principais características das sondagens realizadas em estudos anteriores.....	25
Quadro 7 - Distribuição dos ensaios SPT por unidade geológica, obtida nos estudos anteriores.....	27
Quadro 8 - Resultados dos ensaios SPT (N_{SPT}) por unidade estratigráfica, obtidos nos estudos anteriores.....	27
Quadro 9 - Fator corretivo λ , referente ao comprimento das varas	28
Quadro 10 - Fator corretivo relacionado com a tensão efetiva de recobrimento (EC7)	28

Quadro 11 – Classificação de areias quanto à compacidade (EC7)	28
Quadro 12 – Classificação de argilas quanto à consistência (segundo Terzaghi & Peck, 1967).....	29
Quadro 13 - Sensibilidade das argilas (segundo Skempton e Northey, 1952)	30
Quadro 14 - Síntese dos resultados dos ensaios com molinete, obtidos nos estudos anteriores	31
Quadro 15 – Resumo dos ensaios com penetrómetro estático (CPT/CPTu) realizados em estudos anteriores.....	36
Quadro 16 – Síntese dos resultados dos ensaios de caracterização de solos, realizados em fases anteriores.....	38
Quadro 17 – Síntese dos resultados dos ensaios de corte direto não drenado e edométricos, realizados em estudos anteriores	40
Quadro 18 – Análise estatística dos valores de teor em água (w) e densidade das partículas sólidas (Gs) obtidos nas aluviões.....	45
Quadro 19 – Análise estatística dos parâmetros de resistência obtidos nas aluviões (ϕ – ângulo de resistência ao corte não drenado; c – coesão não drenada)	46
Quadro 20 – Análise estatística dos parâmetros de compressibilidade obtidos nas aluviões	46
Quadro 21 – Resultado de correlações empíricas pelo cálculo do coeficiente de compressão (c_c) nas aluviões.....	47
Quadro 22 - Trabalhos de prospeção e ensaios realizados <i>in situ</i> e em laboratório para auscultação da via.....	48
Quadro 23 - Características dos poços de auscultação de via.....	49
Quadro 24 - Características das diferentes amostras recolhidas nos poços de auscultação de via.....	51
Quadro 25 - Dimensões e massa do equipamento envolvido no Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL)	52
Quadro 26 - Características dos ensaios PDL realizados	52
Quadro 27 - Resultados do Ensaio de Carga com Placa (ECP)	53
Quadro 28 - Ensaios laboratoriais realizados sobre as amostras remexidas recolhidas nos PAV	54
Quadro 29 – Resultados dos ensaios laboratoriais realizados sobre as amostras recolhidas nos PAV.....	55
Quadro 30 - Classes dos solos das amostras recolhidas nos PAV	56
Quadro 31 – Anomalias identificadas nos elementos cadastrais da IP (Vias VAE e VDE)	57
Quadro 32 – Anomalias identificadas nos elementos cadastrais da IP (Via VAO).....	58
Quadro 33 – Conclusões sobre a auscultação de via	58
Quadro 34 – Resumo dos resultados dos perfis sísmicos utilizando o método das ondas superficiais (MASW)	62
Quadro 35 – Tipos de comportamento de solos	64
Quadro 36 – Resumo dos resultados dos ensaios de dissipação	68
Quadro 37 – Resumo das principais características das sondagens realizadas na campanha de prospeção complementar	70
Quadro 38 - Distribuição dos ensaios SPT por unidade geológica	71
Quadro 39 – Resultados dos ensaios SPT (N_{SPT}) por unidade geológica.....	71
Quadro 40 – Resumo das características dos piezómetros instalados nos furos de sondagem	73
Quadro 41 – Síntese dos resultados dos ensaios de identificação realizados na campanha de prospeção complementar	76
Quadro 42 – Síntese dos resultados dos ensaios edométricos realizados na campanha de prospeção complementar	76
Quadro 43 - Proposta de zonamento geotécnico e descrição das zonas.	81
Quadro 44 – Valor característico dos parâmetros não drenados, obtidos para cada horizonte, segundo as diversas formulações	82

Quadro 45 – Valor característico do ângulo de resistência ao corte efetiva obtido para cada horizonte, segundo as diversas formulações	82
Quadro 46 - Valor característico do módulo de deformabilidade drenado obtido para cada horizonte, segundo as diversas formulações (MPa)	83
Quadro 47 - Síntese dos parâmetros geotécnicos atribuídos aos 6 horizontes geotécnicos.....	84
Quadro 48 – Características principais das escavações a realizar	86
Quadro 48 – Fuso granulométrico para materiais britados.....	90
Quadro 50 – Classificação de terrenos com base na especificação IRS 70719, 2020	92
Quadro 51 – Resumo das passagens hidráulicas (PH's) a intervir.....	95

ANEXOS

Anexo 1 – Trabalhos de Prospeção Geológica e Geotécnica de Campanhas Anteriores

Anexo 1.1 – Poços de Reconhecimento

Anexo 1.2 – Sondagens Mecânicas

Anexo 1.3 – Ensaios Com Molinete (Vane Tests)

Anexo 1.4 – Ensaios CPT

Anexo 1.5 – Ensaios de Laboratório

Anexo 2 – Trabalhos de Prospeção Geológica e Geotécnica da Fase de Estudo Prévio

Anexo 2.1 – Poços de Auscultação de Via (PAV)

Anexo 2.2 – Ensaios de Penetração Dinâmica Ligeira (PDL)

Anexo 2.3 – Ensaios de Carga Com Placa (ECP)

Anexo 2.4 – Ensaios de Laboratório

Anexo 3 – Trabalhos de prospeção geológica e geotécnica da fase de Projeto de Execução

Anexo 3.1 – Perfis sísmicos MASW

Anexo 3.2 - Ensaios de penetração estática (CPT)

Anexo 3.3 - Sondagens mecânicas

Anexo 3.4 - Ensaios de laboratório

1 INTRODUÇÃO

O presente documento constitui a Memória Descritiva e Justificativa apresentada pelo Consórcio TPF/PROFICO do Tomo 1.7.1 – Geologia e Geotecnia, do Volume 01 – Infraestrutura e Plataforma de Via-Férrea do Projeto de Execução para o “Projeto e Estudo de Impacte Ambiental para quadruplicação do troço entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, na Linha do Norte” (processo DESCO n.º 10008159).

O projeto que agora se apresenta, dá sequência ao Estudo Prévio, e foi desenvolvido nos termos do Caderno de Encargos e de acordo com as orientações da IP – Infraestruturas de Portugal, S.A., tendo por base os elementos disponibilizados para a sua elaboração.

As soluções propostas constituem uma evolução dos estudos elaborados em fase de Estudo Prévio, instruídos pela análise cuidada dos documentos postos a concurso pela IP – Infraestruturas de Portugal, SA., dos documentos fornecidos após a adjudicação do presente contrato nomeadamente, a cartografia 1:1000, da informação recolhida pelo Consórcio e das visitas ao local efetuadas pelos técnicos da TPF/PROFICO. Aos elementos referenciados, acresce os levantamentos topográficos realizados às escalas 1:200 e 1:500, bem como os perfis transversais de campo, elaborados para o desenvolvimento do Projeto de Execução, em função das necessidades identificadas na fase anterior de projeto.

Atualmente, o troço de via em análise é caracterizado pela existência de uma via dupla em operação, designando-se as linhas por VAE e VDE, e uma via banalisada, que também se encontra em exploração, designada por VAO. No âmbito do presente projeto, pretende-se manter as linhas VAE e VDE, cuja construção data de 2006, e construir, em substituição da VAO, duas novas linhas, que se designarão VA-L e VA-R. No final da obra, as linhas VAE e VDE passarão a designar-se VD-L e VD-R, respetivamente.

É de referir que, embora as atuais linhas VA-E e VD-E sejam mantidas, serão realizadas, no âmbito do presente projeto, algumas intervenções nas mesmas. Essas intervenções resultam da necessidade de estabelecer ligações com as novas vias através de AMV (diagonais). Para além disso, no decorrer do acompanhamento do projeto, a IP solicitou a inclusão de um trecho para beneficiação, entre o PK 44+100 e 45+800.

Serão assim realizadas as seguintes intervenções nas futuras vias VD-L e VD-R:

- Intervenção 1 VD-L do PK 34+400.000 ao PK 35+567.546

Entre o PK 34+400 e o PK 35+125 será executada uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica. Também, será levantado o AMV 8-II (classificação antiga) e, posteriormente, o assentamento de via balastrada com ataque definitivo e estabilização dinâmica, e regularização de BLS. Ainda haverá levantamento de via com remoção de balastro para assentamento dos AMV 10-II tg 0.11, 8-I tg 0.0728, com ataque definitivo de AMV. O AMV 4-II é existente a manter, pelo que não terá trabalhos associados.

Entre o PK 35+125 e o PK 35+567.546 não existe via pelo que será feito assentamento de via balastrada com ataque definitivo e estabilização dinâmica, e regularização de BLS.

- Intervenção 2 VD-L do PK 37+063.167 ao PK 37+625.000

Os trabalhos a executar neste troço consistem na ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica. Também será substituído o AMV 1-I (classificação antiga) pelo AMV 4-II tg 0.0450, com ataque definitivo de AMV. Ainda haverá levantamento de via com remoção de balastro para assentamento dos AMV 1-II tg 0.045 e 3-I tg 0.045, com ataque definitivo de AMV.

- Intervenção 3 VD-L do PK 38+950.000 ao PK 39+150.000

Esta intervenção tem como objetivo a remoção do AMV 2-I (classificação antiga) e, posteriormente, o assentamento de via balastrada com ataque definitivo e estabilização dinâmica, e regularização de BLS. Para assegurar compatibilidade geométrica e altimétrica do novo troço de via com a via existente, será feita uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica.

- Intervenção 4 VD-L do PK 42+350 ao PK 42+550

Esta intervenção tem como objetivo o levantamento de via com remoção de balastro para inserção do AMV 1-I tg 0.0728, com ataque definitivo de AMV. Para assegurar compatibilidade geométrica e altimétrica do novo troço de via com a via existente, será feita uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica.

- Intervenção 5 VD-L do PK 44+075.000 ao PK 46+617.578

Entre o PK 44+100 e o PK 45+800 foram identificadas na via, pela IP, defeitos de nivelamento e alinhamento de onda d2 derivados da instabilidade da plataforma. Entre o PK 44+075 e o PK 45+500 estas patologias serão corrigidas através de uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica. Neste troço também haverá levantamento de via com remoção de balastro para inserção dos AMV 19-I tg 0.0728 e AMV 21-I tg 0.0728.

Entre o PK 45+800 e o PK 46+000 a via existente diverge bastante o eixo definido em projeto pelo que haverá um levantamento total de via com remoção de balastro e levantamento dos AMV 7 (classificação antiga) e AMV 9-II (classificação antiga). Posteriormente, será feito assentamento de via balastrada com ataque definitivo e estabilização dinâmica, e regularização de BLS. Também serão instalados os AMV 23-I tg 0.0728 e AMV 25-I tg 0.0728, com ataque definitivo de AMV.

Entre o PK 46+100 e o PK 46+617.578 haverá levantamento total de via com remoção de balastro e levantamento do AMV 11-I (classificação antiga). Após execução de tratamento de plataforma, será assente via balastrada e AMV 27-I, com ataque definitivo e estabilização dinâmica.

- Intervenção 1 VD-R do PK 34+400.000 ao PK 34+812.343

Os trabalhos a executar este troço consistem na substituição do AMV 6-I (classificação antiga) pelo AMV 4-I tg 0.0728, com ataque definitivo de AMV. Haverá, ainda, levantamento de via com remoção de balastro para assentamento dos AMV 1-II tg 0.045 e 3-I tg 0.045, com ataque definitivo de AMV. Por fim, para assegurar compatibilidade geométrica e altimétrica do novo troço de via com a via existente, será feita uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica.

- Intervenção 2 VD-R do PK 37+475.000 ao PK 37+700.000

Esta intervenção tem como objetivo a substituição do AMV 1-II (classificação antiga) pelo AMV 4-I tg 0.0450, com ataque definitivo de AMV. Para assegurar compatibilidade geométrica e altimétrica do novo troço de via com a via existente, será feita uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica.

- Intervenção 3 VD-R do PK 38+900.000 ao PK 39+100.000

Esta intervenção tem como objetivo a remoção do AMV 2-II (classificação antiga) e, posteriormente, o assentamento de via balastrada com ataque definitivo e estabilização dinâmica, e regularização de BLS. Para assegurar compatibilidade geométrica e altimétrica do novo troço de via com a via existente, será feita uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica.

- Intervenção 4 VD-R do PK 44+075.000 ao PK 46+724.310

Entre o PK 44+100 e o PK 45+800 foram identificadas na via, pela IP, defeitos de nivelamento e alinhamento de onda d2 decorrentes da instabilidade da plataforma. Estas patologias serão corrigidas através de uma ripagem de via com ataque definitivo e estabilização dinâmica. Neste troço também haverá levantamento de via com remoção de balastro para inserção dos AMV 19-II e AMV 23-I, com ataque definitivo de AMV. Ainda haverá remoção do AMV 9-I (classificação antiga) e, posteriormente, o assentamento de via balastrada com ataque definitivo e estabilização dinâmica, e regularização de BLS.

Entre o PK 46+100 e o PK 46+724.310 haverá levantamento total de via com remoção de balastro e levantamento do AMV 11-II (classificação antiga). Após execução de tratamento de plataforma, será assente via balastrada e AMV 27-II, com ataque definitivo e estabilização.

Nesta memória, começa-se por apresentar a caracterização da situação existente e os condicionamentos existentes relativos ao troço de via em análise e a descrição dos elementos de base. Seguidamente, procede-se ao enquadramento geológico regional, referindo-se as grandes unidades geológicas que são atravessadas e respetivas características hidrogeológicas, as características geomorfológicas, as condições tectónicas e a sismicidade da área de intervenção.

Apresentam-se os resultados dos trabalhos de prospeção realizados em todas as campanhas, nomeadamente os trabalhos realizados nas fases de estudos e projetos das atuais VAE e VDE, bem como os realizados para auscultação da plataforma da via existente, no âmbito do Estudo Prévio, e os realizados para confirmação do modelo geológico e geotécnico, no âmbito do Programa de Prospeção Geotécnica complementar da presente fase de Projeto de Execução.

Com base em todas estas informações, estabelece-se o modelo geológico e geotécnico definitivo, bem como o zonamento geotécnico e respetiva parametrização.

Finalmente, tecem-se considerações geotécnicas relativas quer às terraplenagens a realizar, quer às fundações das diversas estruturas a construir.

Em termos de peças desenhadas, apresenta-se, nos desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.003 a PF0223.PE.01.07.02.00.028, o perfil geológico e geotécnico, comum às futuras linhas VA-R e VA-L

e, nos desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.029 a PF0223.PE.01.07.02.00.044, o perfil geológico e geotécnico comum às zonas de intervenção das atuais linhas VAE e VDE.

2 SIGLAS E ABREVIATURAS

No presente projeto foram consideradas diversas siglas e abreviaturas, cujo significado pode ser observado seguidamente:

- AMV Aparelho de Mudança de Via;
- BLS Barra Longa Soldada;
- CDTA Cabo De Terra Aéreo;
- CDTE Cabo De Terra Enterrado;
- CE Caderno de Encargos;
- CS Cabo de Suporte;
- DPF Domínio Público Ferroviário;
- EE Esquema Elétrico;
- FC Fio de Contacto;
- HG Horizonte Geotécnico;
- IET Instrução de Exploração Técnica;
- ILR Indicador Limite de Resguardo;
- IP Infraestruturas de Portugal;
- LAV Linha de Alta Velocidade;
- LEAE Ligação Equipotencial Aéreo/Enterrado;
- LN Linha do Norte;
- LTI Ligação Transversal Integral;
- NUT Nomenclatura das Unidades Territoriais;
- OA Obra de Arte;
- PH Passagem Hidráulica;
- PI Passagem Inferior;
- PK Ponto Quilométrico;
- PNI Programa Nacional de Investimentos;
- PTT Perfil Transversal Tipo;
- PS Passagem Superior;
- RCT+TP Retorno de Corrente de Tração + Terra de Proteção;
- SLA Seccionador de Lâmina de Ar;
- SET Salas de Equipamentos de Telecomunicações;

-
- TA Transformador de Autotransformação;
 - TR Sistema com condutor de Retorno;
 - TVM Tabela de Velocidades Máximas;
 - VAE Via Ascendente Este;
 - VAO Via Adicional Banalizada;
 - VA-L Via Ascendente Lenta;
 - VA-R Via Ascendente Rápida;
 - VDE Via Descendente Este;
 - VD-L Via Descendente Lenta;
 - VD-R Via Descendente Rápida;
 - VUT Via Única Temporária;
 - ZC Zona Comum.

3 ENQUADRAMENTO GERAL

O troço que se prevê intervencionar, entre as estações de Castanheira do Ribatejo e da Azambuja, tem uma extensão de 12 900 m, entre o PK 34+100 e o PK 47+000 da Linha do Norte. O troço desenvolve-se na União das Freguesias da Castanheira do Ribatejo e Cachoeiras, no concelho de Vila Franca de Xira, e nas freguesias de Vila Nova da Rainha e Azambuja, no concelho da Azambuja. Em termos da divisão territorial, o projeto insere-se na NUT 1 – Portugal Continental, NUT 2 – Área Metropolitana de Lisboa e Alentejo, NUT 3 – Área Metropolitana de Lisboa e Lezíria do Tejo (NUT – Nomenclatura das Unidades Territoriais), Figura 1.

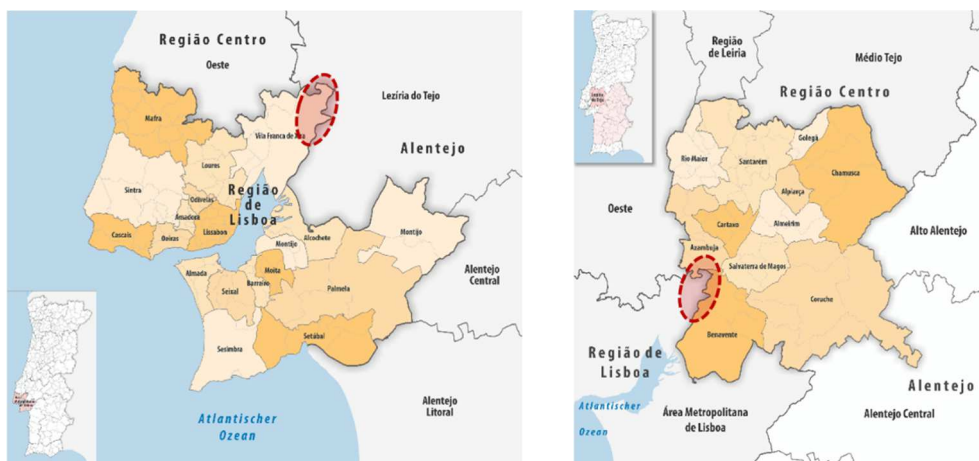


Figura 1 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja.

Relativamente à Rede Ferroviária Nacional, o troço em estudo insere-se na Linha do Norte (Figura 2). O incremento do tráfego causado pela Linha de Sintra sobre a Linha do Norte (LN), o prolongamento da Linha do Sul até à Linha do Norte e pela inserção da nova Linha de Alta Velocidade (LAV) entre Porto e Carregado, será viabilizado com a finalização da quadruplicação da Linha de Cintura e com a instalação de via quádrupla (ou via tripla) no troço Alverca – Castanheira e de via quádrupla no troço Castanheira – Azambuja.

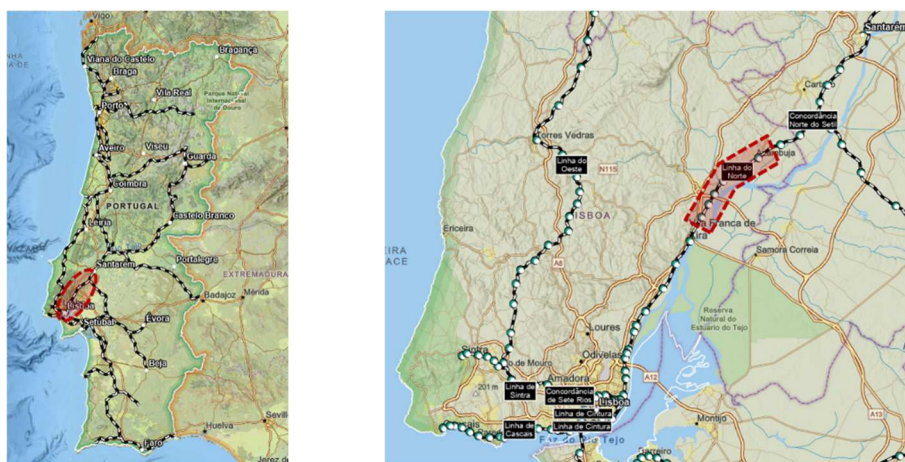


Figura 2 – Localização do troço Castanheira do Ribatejo – Azambuja na Rede Ferroviária Nacional.

4 OBJETO E ÂMBITO DO ESTUDO

O presente estudo tem por objeto o projeto para a quadruplicação da via entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, em cumprimento com o estabelecido no CE de concurso, enquadrado pelos documentos que o acompanham.

Neste contexto, o consórcio TPF/PROFICO tem por objetivo desenvolver os trabalhos necessários para a elaboração das fases de projeto que se discriminam:

- Estudo Prévio;
- Projeto de Execução;
- Assistência Técnica.

O presente documento, designado Tomo 1.7.2 – Geologia e Geotecnia, pertencente ao Volume 01 – Infraestrutura e Plataforma de Via-Férrea, faz parte do Projeto de Execução, e foi desenvolvido na sequência do Estudo Prévio, em conformidade com os estudos de Terraplenagens e de Estruturas de estabilização e proteção da plataforma.

O empreendimento em apreço enquadra-se no Programa Nacional de Investimentos – PNI 2030, que prevê uma intervenção profunda nas infraestruturas de transporte ferroviário na Área Metropolitana de Lisboa. Numa perspetiva global, as intervenções planeadas visam o aumento da capacidade do sistema ferroviário, permitindo o incremento de oferta de serviços suburbanos e aumentando a regularidade dos tráfegos de passageiros e de mercadorias da Área Metropolitana de Lisboa. Tal, será refletido no presente troço por meio de:

- conversão do atual troço em via quádrupla, adaptar a infraestrutura ferroviária para os níveis de qualidade e desempenho adequados, dotando-a com capacidade para garantir a oferta que os operadores necessitem de implementar para responderem à evolução da procura e simultaneamente tornando-a mais eficiente e sustentável;
- melhoria de atravessamentos em estações/apeadeiros, considerando a construção de novas plataformas de passageiros nos apeadeiros do Carregado, Vila Nova da Rainha e Espadanal da Azambuja, para servir as quatro vias.
- melhoria das condições de segurança e de circulação;
- redução dos custos operacionais.

Em termos funcionais e de infraestrutura, a via é destinada a tráfego misto de passageiros e mercadorias, para circulação de comboios convencionais e pendulares de bitola 1668 mm, o âmbito do estudo considera o seguinte:

- Instalação da via quádrupla entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja;
- Reforço da capacidade de término da estação de Castanheira do Ribatejo;
- Melhoria das condições operacionais do terminal técnico de reversão de Castanheira, constituído por uma linha de topo vedada, preferencialmente dos dois lados, e dotada de

plataforma técnica para acesso das tripulações à composição e com ligação às plataformas da estação;

- Reforço da estação de Carregado-Norte na função de estação técnica, mediante a introdução de duas diagonais;
- Construção de novas plataformas nos apeadeiros de Carregado, Vila Nova da Rainha e Espadanal da Azambuja, para servir as quatro vias;
- Reformulação do layout do feixe de receção/expedição do Ramal da GM, integrado na estação da Azambuja, permitindo a sua utilização também como resguardo ascendente para comboios de mercadorias. A sua sinalização permitirá dispensar a utilização de meios humanos da IP para manobra dos AMV do feixe (responsabilidade IP);
- Instalação de uma via quádrupla, garantindo o acesso aos ramais privados da GM do lado poente, conforme diagrama topológico.
- Para o trecho em apreço as velocidades de projeto em plena via devem viabilizar as velocidades máximas (TMV) apresentadas no Quadro 1:
 - Tendo em conta as características do tráfego ferroviário deste troço, adotaram-se aparelhos de mudança de via, para velocidades de 45, 60 e 100 km/h nos ramos desviados;
 - Nas ligações de acesso à linha de resguardo (términus) da estação de Castanheira do Ribatejo e ao feixe de receção/expedição do Ramal da GM, poderão ser adotados aparelhos de mudança de via com velocidades de 45 km/h no ramo desviado;
 - As plataformas de passageiros na estação e apeadeiros devem ter um comprimento de 220 m e altura de 900 mm;
 - A verificação do gabarito de obstáculos deve ter como referência o CRC PTc.

Quadro 1 – TVM (CE da IP)

PK	Dependência	PK	Velocidade (km/h)		Motivo ou Causa
			Convencional	Pendular	
33,300	Cast. Ribatejo 34,102	39,440	220	220	TR
39,440		40,410	200	220	TR
40,410		45,700	220	220	TR
45,700	Azambuja 46,945	54,440	190	220	TR

Aos pressupostos assinalados, acresce a inserção do traçado da LAV, na zona da estação de Carregado-Norte, a qual conduz à introdução de duas diagonais entre as vias lentas e à alteração das diagonais existentes, entre as futuras vias descendentes. Adicionalmente, considera-se a introdução de duas novas diagonais a nascente do parque de material da Opel, de forma a permitir que o acesso dos comboios de mercadorias para sul seja realizado numa extensão em contravia reduzida, de cerca de 1,7 km, antes destes adquirirem o sentido normal de circulação pela VD-L.

No que diz respeito às obras de arte a executar, o presente projeto contempla nova ponte pedonal e ciclável em Vila Nova da Rainha, paralelamente à ponte ferroviária existente, de forma a assegurar a

continuidade dos caminhos paralelos existentes. Em complemento ao estudo da ponte, faz parte do âmbito dos trabalhos os projetos específicos interessados.

5 DADOS BASE

5.1 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Na elaboração do presente projeto foram considerados os seguintes elementos:

- Tomo 7.1 – Estudo Geológico e Geotécnico do Projeto de Execução da Empreitada de Modernização da Linha do Norte, Sub-troço 1/2 Alhandra-Setil) (COBA/Mott MacDonald, 1995)
- Peças escritas e desenhadas do Volume 3 – Estudo Geológico e Geotécnico do Projeto de Execução da Empreitada de Modernização da Linha do Norte do trecho Vila Franca de Xira (norte) e Azambuja (COBA, 2003);
- Boletins de sondagens e CPT's e diagramas de ensaios laboratoriais realizados entre 1992 e 2003 no âmbito dos Projetos de Execução da Modernização da Linha do Norte, entre Vila Franca de Xira (Norte) e Azambuja;
- Peças do Volume 01 – Via-Férrea do Projeto de Execução da COBA de 2003 relativos à Modernização da Linha do Norte do trecho Vila Franca de Xira (norte) e Azambuja;
- Coordenação das vias existentes, incluindo marcos quilométricos e hectométricos existentes, encontros das obras de arte, plataformas de passageiros, gabarito vertical e horizontal de passagens superiores);
- Orientações e informações complementares transmitidas em reuniões de acompanhamento do projeto com a IP;
- Videografia do troço Castanheira do Ribatejo - Azambuja;
- Lista de ativos, com respetiva caracterização e estado de conservação, da IP no troço;
- Relatórios de inspeção relativos às obras de arte existentes;
- Visitas de campo multidisciplinares;
- J. Camarate França et al. (1962). Carta geológica de Portugal, Folha 30-D – Alenquer à escala 1/50.000. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal;
- G. Zbyszewski (1965). Rochas Eruptivas, por C. Torre de Assunção. Notícia explicativa da Folha 30-D – Alenquer. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal;
- G. Zbyszewski, O. Veiga Ferreira (1967). Carta geológica de Portugal, Folha 31-C – Coruche à escala 1/50.000. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal;
- G. Zbyszewski, O. Veiga Ferreira (1968). Notícia explicativa da Folha 31-C – Coruche. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal;
- Oliveira, C.S. (1977) – Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal. Relatório. Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

- Peças escritas e desenhadas do Volume 1. Tomo 1.7.2 – Geologia e Geotecnia da fase de Estudo Prévio do “Projeto e Estudo de Impacte Ambiental para quadruplicação do troço entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, na Linha do Norte” (TPF Consultores, 2024);
- Argonvia (2024). Boletins dos trabalhos de prospeção e ensaios realizados.

5.2 ENQUADRAMENTO NORMATIVO

O projeto teve por base o cumprimento das Instruções Técnicas da IP, entre outros documentos normativos, designadamente:

- IT.GER.004.01 – Perfis Transversais Tipo de Plena Via, para Via Larga;
- GR.IT.VIA.023 – Parâmetros de Projeto de Traçado de Via-Férrea
- IT.VIA.015 – Especificações técnicas para fornecimento de balastro novo;
- IT.GEO.006.01 – Características técnicas do sub-balastro;
- IT.SIN.053.01 – Especificações relativas a Cabos e Instalação de Cabos;
- GR.IT.GEO.008 – Blocos Técnicos – Enquadramento, características técnicas e execução;
- IRS 70719 – Earthworks and track bed layers for railway lines – Design and construction principles;
- NP EN 1997-1:2010 e EN 1997-2:2007 (Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico – Partes 1 e 2);
- NP EN 1998-1:2010 (Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios).

5.3 TOPOGRAFIA

O presente estudo encontra-se apresentado sobre uma Cartografia à escala 1:1000, numa faixa de 200 m, em toda a extensão do projeto. Estes elementos, fornecidos pela IP, encontram-se ligados à Rede Geodésica Nacional no Sistema de Coordenadas PT TM06/ETRS89.

Os trabalhos de Topografia realizados em fase de Estudo Prévio, consistiram na realização de trabalhos complementares, igualmente executados no mesmo sistema. Destacam-se os seguintes:

- Poligonal de Apoio Topográfico abrangendo toda a zona do projeto;
- Nivelamento geométrico das linhas existentes;
- Caracterização dos AMV existentes;
- Caracterização de passagens hidráulicas;
- Levantamento do sistema de tração.

Em apoio ao presente Projeto de Execução, foram realizados trabalhos adicionais de topografia, designadamente:

- Caracterização de passagens superiores;

- Levantamento topográfico à escala 1:500, incluindo Estações e Apeadeiros;
- Levantamento topográfico à escala 1:200, incluindo Obras de Arte;
- Perfis Transversais à escala 1:200.

5.4 REFERÊNCIAS QUILOMÉTRICAS

A quilometragem de projeto tem origem ao PK 34+400, aproximadamente ao centro da Estação de Castanheira do Ribatejo, e termina ao PK 47+000, que corresponde, sensivelmente, ao PK existente.

Estes limites são referentes à especialidade de Via-Férrea, podendo outras especialidades ter limites distintos.

Tendo presente a necessidade de manter a referenciação das infraestruturas existentes com o património IP, as mesmas foram identificadas em função do correspondente PK cadastral, regra geral associado ao PK existente.

Após a execução da obra serão colocados novos marcos quilométricos e hectométricos na projeção ortogonal dos existentes, onde se revelar necessário.

6 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

6.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOMORFOLÓGICO

O troço da Linha do Norte em estudo, entre os Pk 37+100 e 47+000, insere-se na Bacia do Tejo, numa zona fortemente marcada pela presença deste rio, cujo leito de cheia e respetivo caudal de sólidos preenche os bordos mais baixos das suas margens, com deposições aluvionares do Quaternário. A Bacia do Tejo é uma fossa alongada de NE para SW, que se aprofunda para SW. Os seus bordos coincidem com falhas normais que jogaram durante a respetiva subsidência, exceto no bordo NW, onde os calcários mesozóicos cavalgam o Cenozóico. O enchimento, cuja espessura atinge cerca de 1.400 m, é sub-horizontal. No bordo Este, estas séries repousam diretamente sobre o soco, enquanto, a Oeste, elas assentam sobre o Mesozóico da Orla Ocidental.

Na Figura 3 apresenta-se o traçado da Linha do Norte entre os PK 34+100 e 47+000 sobre a Carta Geológica de Portugal, Folhas 30-D e 31-C, à escala 1:50.000.

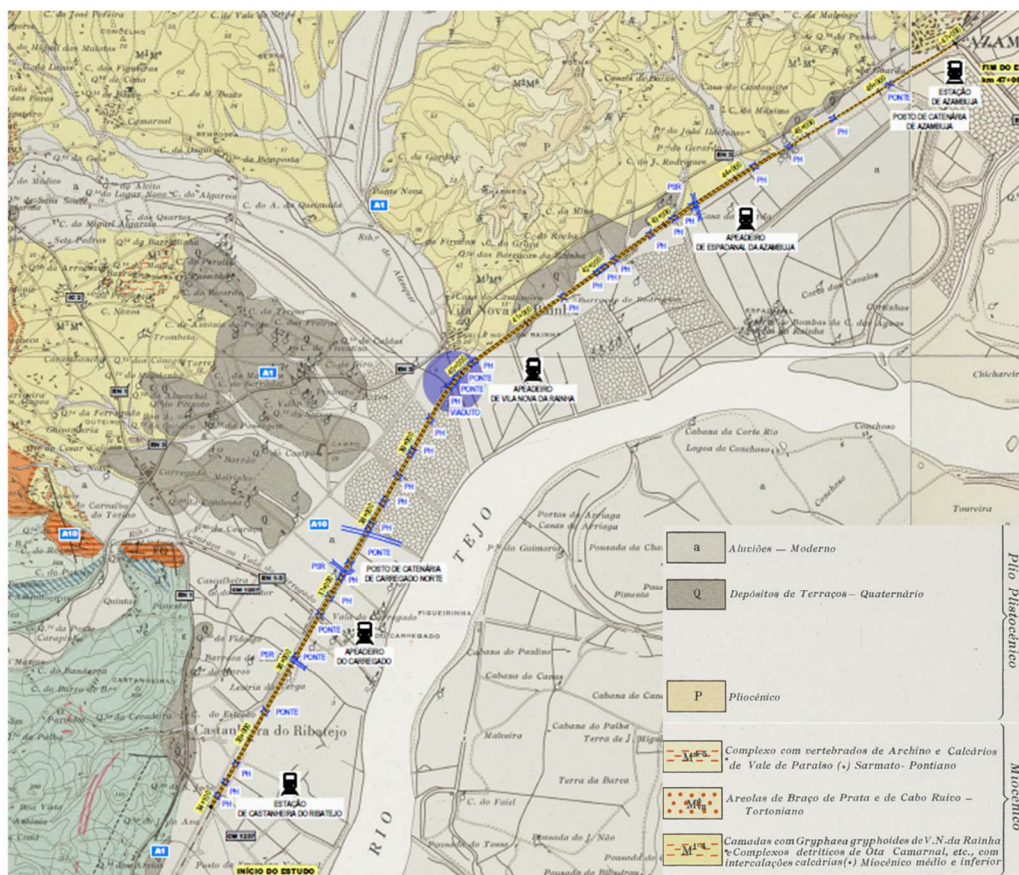


Figura 3 - Implantação do traçado a estudar sobre a Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50.000

No que respeita à génese da denominada “Bacia do Tejo”, onde, geologicamente, se insere este troço da Linha do Norte, refere-se que esta teve uma evolução complexa ao longo do tempo, resultante da interação de movimentos tectónicos e de oscilações do nível do mar.

Chuvas concentradas alternando com intervalos de secura acentuada durante o Eocénico e o Oligocénico provocaram a acumulação de conglomerados, arenitos e argilitos, em parte canalizados para uma depressão centrada no atual Mar da Palha. Em momentos de estabilidade (Oligocénico) formaram-se solos carbonatados em áreas pantanosas da região de Lisboa e da Península de Setúbal.

No início do Miocénico (Aquitânico), a subsidência progressiva da Península de Setúbal permitiu a entrada do mar, que constituiu um golfo estreito que se estendia pouco para o interior. Nas regiões marginais desenvolveram-se recifes de corais com áreas pantanosas na parte interna. Pouco depois, ainda durante o Miocénico inferior (Burdigaliano), a serra da Arrábida começou a elevar-se. Logo depois, o mar em ascensão penetrou muito para o interior até às proximidades da Azambuja. Os relevos da Arrábida, entretanto emersos, constituíam uma ilha.

Durante este andar geológico, ocorreram várias descidas e subidas do nível do mar, com consequente alternância de períodos de erosão e transporte dos sedimentos a partir do interior do território e períodos de fixação desses materiais e deposição de outros trazidos pelo mar.

Durante o Langhiano o mar começou a subir de novo. As águas marinhas penetraram muito para o interior desenvolvendo-se um golfo até às proximidades de Santarém. As serras da Arrábida e de Sintra constituíram ilhas. Depositaram-se primeiro biocalcarenitos, depois, siltitos mais ou menos argilosos, de cor cinzento-azulada (com pirite); denunciam a existência de áreas marinhas com circulação reduzida e oxigenação deficiente.

Seguidamente, nova descida do nível do mar, fez com que se depositassem areias finas na região de Lisboa, seguidas por biocalcarenitos muito fossilíferos. Estes sugerem nova retoma da subida do mar que atingiu o apogeu há cerca de 11 Ma, durante o Tortoniano.

Durante o Miocénico superior, o mar manteve-se na região quando começou a retirar-se de novo. Com a descida do mar, o Pré-Tejo transportou, durante o Pliocénico, areias que se estenderam desde Castelo Branco até ao litoral da Península de Setúbal, enchendo a extensa depressão drenada pelo rio. O mar só voltou a invadir por pouco tempo a Península de Setúbal, durante o Zancleano, constituindo um golfo pouco extenso (não deve ter ultrapassado a região do Montijo).

Nos últimos 1,8 milhões de anos (Quaternário) como consequência das glaciações, houve várias oscilações do nível do mar testemunhadas pelos terraços marinhos bem expressos no litoral da Arrábida. É nesta época que se depositaram as aluviões da margem direita do Tejo.

É sobre estas aluviões (a) que se desenvolve a maior parte do traçado em estudo. Trata-se de um complexo flúvio-marinho, que chega a atingir 30m de espessura, constituído predominantemente por lodos com intercalações de areias mais ou menos lodosas, com cores acinzentadas escuras. Na base das aluviões é também frequente a ocorrência de níveis de cascalheiras de calhaus rolados. Os depósitos colúvio-aluvionares ocorrem essencialmente ao longo das restantes linhas de água que são intercetadas pelo traçado.

Em alguns locais, são também atravessados depósitos de terraço (Q), pouco desenvolvidos e bastante retalhados, por vezes de origem fluvial, constituídos por argilas arenosas e argilas siltosas, por vezes com pequenos seixos de quartzitos dispersos.

Pontualmente, são ainda atravessados depósitos miocénicos das Camadas de Vila Nova da Rainha (M¹⁻⁴), que consistem em argilas silto-arenosas e arenitos silto-argilosos por vezes conglomeráticos, castanho-alaranjadas a castanho-avermelhadas.

6.2 CARATERÍSTICAS GEOLÓGICAS LOCAIS

Recente

At – Aterros

Os materiais de aterro derivam da atividade antrópica, em particular ligada às várias fases de construção e operação da linha ferroviária. Os materiais de aterro mais antigos (“centenários”) foram realizados provavelmente no contexto da construção da mais antiga linha ferroviária e são localizados em correspondência da atual VA, das estações, obras de arte e acessos. Apresentam-se heterogéneos, constituídos por areias e brita argilosas ou por argila siltosa ou arenosa. As camadas de aterro mais recentes são em geral materializadas por materiais britados (areia grosseira com cascalho).

Moderno

a – Aluviões

Conforma atrás referido, este troço da Linha do Norte está assente maioritariamente sobre materiais aluvionares do Tejo (a) que consistem em depósitos lodosos, argilo siltosos e argilo-arenosos, com seixos de calcário e com um teor em água bastante elevado.

Estando na margem do rio Tejo, com topografia aplanada, trata-se de terrenos inundáveis durante os períodos do ano de maior pluviosidade e de deficiente drenagem. Estes fatores conferem aos terrenos existentes características de elevada compressibilidade, baixa capacidade de suporte. Poderá também ocorrer uma redução da resistência ao corte e/ou da rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros nos solos aluvionares saturados durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno.

Miocénico

M¹⁻⁴ – Camadas de Vila Nova da Rainha

Relativamente aos materiais miocénicos das Camadas de Vila Nova da Rainha (M¹⁻⁴), que consistem em argilas silto-arenosas e arenitos silto-argilosos por vezes conglomeráticos, estes caracterizam-se por apresentar um horizonte superior mais descomprimido e amolecido, abaixo do qual ocorrem materiais com consistência muito dura a rija ou compactos a muito compactos.

7 TECTÓNICA E SISMICIDADE

A sismicidade de Portugal continental é condicionada pela atividade sísmica da zona interplaca, onde os sismos têm origem na fronteira da placa Euro-Asiática e Africana, e intraplaca, onde os sismos são originados em falhas ativas somente no interior da placa Euro-Asiática (Oliveira, 1977). A Figura 4 apresenta um histórico da sismicidade na periferia de Castanheira do Ribatejo e Azambuja, bem como as principais falhas da região.

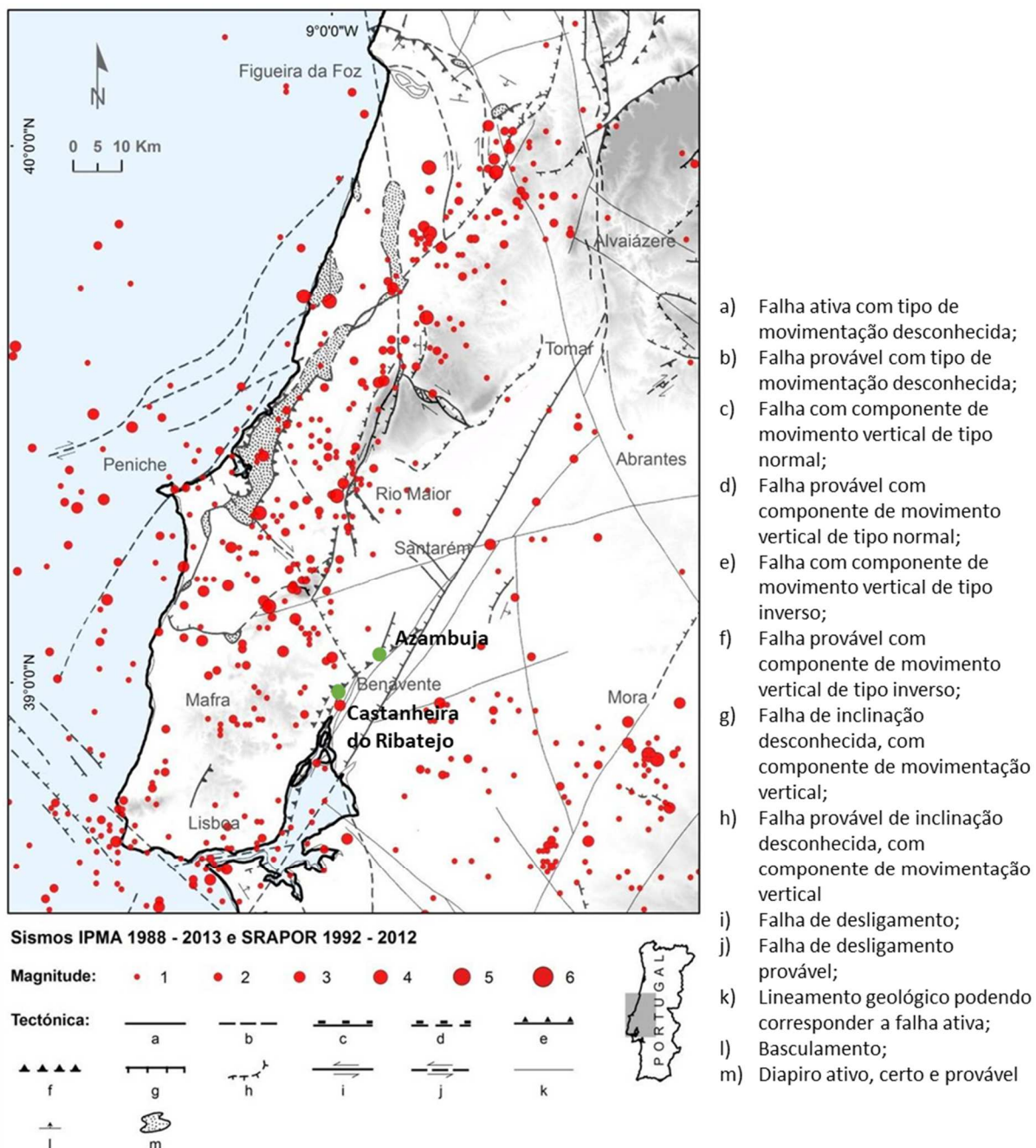


Figura 4 – Distribuição espacial da sismicidade entre 1988 e 2013 na região da Castanheira do Ribatejo/Azambuja e áreas adjacentes com base nos registos do IPMA (1988 - 2013) e SRAPOR (1992 - 2012) (adaptado de Leal, 2014).

O traçado da Linha do Norte, entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, de acordo com a Figura 4, acompanha uma falha provável com componente de movimento vertical de tipo inverso e, possivelmente, interseta uma falha provável com componente de movimento vertical do tipo normal, aproximadamente, ao PK 39+900.

De acordo com o zonamento sísmico para Portugal Continental (Eurocódigo 8), o troço Castanheira do Ribatejo e Azambuja enquadra-se nas zonas 1.4 e 2.3 para a sismicidade interplaca (Ação sísmica Tipo 1) e intraplaca (Ação sísmica Tipo 2), respetivamente (Figura 5).

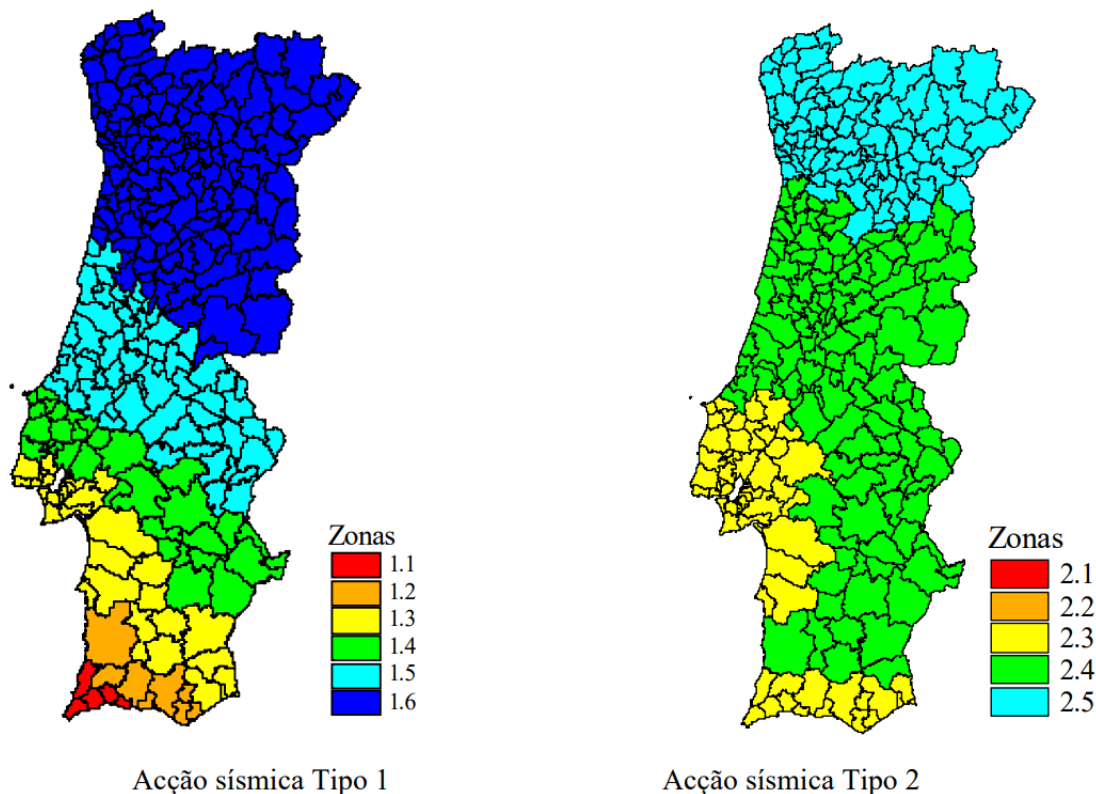


Figura 5 - Zonamento sísmico de Portugal Continental.

Desta forma, sintetiza-se as acelerações máximas de referência (α_{gR}) a considerar para Castanheira do Ribatejo e Azambuja no Quadro 2.

Quadro 2 - Acelerações máximas de referência (α_{gR}).

Local	Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
	Zona Sísmica	α_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	α_{gR} (m/s ²)
Castanheira do Ribatejo	1.4	1,0	2.3	1,7
Azambuja	1.4	1,0	2.3	1,7

Em relação à classe de importância, considerou-se que a troço entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, pertencentes à Linha do Norte, equivale à Classe III, no que concerne à importância de

Edifícios (Eurocódigo 8, Quadro 4.3 – Classe de importância de edifícios), ou seja, considera-se uma infraestrutura cuja resistência sísmica é importante tendo em conta as consequências associadas ao seu colapso. Deste modo, associando a classe de importância e à ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, estão associados coeficiente de importância (γ_I) de 1,45 e 1,25, respetivamente (Eurocódigo 8, Quadro NA.II – Coeficientes de importância (γ_I)).

De acordo com os dados existentes à data, ao longo do trecho Castanheira do Ribatejo/Azambuja, segundo a classificação proposta na NP EN 1998 – Parte 1 (Quadro 3.1 – Tipos de terreno), os terrenos são predominantemente do tipo E. Pontualmente, entre os PK 40+515 e 41+785 e aos PK 43+750, PK 44+475, PK 45+100 e PK 45+450, onde se atravessam materiais miocénicos, os terrenos são enquadráveis no Tipo C ou superior.

Assim, consideram-se os parâmetros $S_{máx}$ sintetizados no Quadro 3, de acordo com a recomendação dos Quadros NA – 3.2 e NA – 3.3 da NP EN 1998 – Parte 1 (Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1, e Tipo 2, respetivamente) para ambas as ações sísmicas, os dois tipos de terreno supramencionados.

Quadro 3 – Parâmetro $S_{máx}$ para os tipos de terreno de maior predominância no trecho da Linha do Norte entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja.

Tipo de terreno	$S_{máx}$	
	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
Tipo E	1.8	1.8
Tipo C	1.6	1.6

Para as acelerações máximas de referência e os coeficientes de importância, o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno, a_g , é dado pela equação infra.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

O coeficiente de solo (S), para as ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2, determina-se através da equação seguinte quando $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$.

$$S = S_{máx} - \frac{S_{máx} - 1}{3}(a_g - 1)$$

Desta forma, é possível compilar a informação apresentada no Quadro 4, referente aos parâmetros e variáveis mencionados anteriormente e o cálculo dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical.

Quadro 4 - Resumo das variáveis e parâmetros para o cálculo da ação sísmica.

	Troço Castanheira do Ribatejo - Azambuja			
	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Zona Sísmica	1.4	2.3	1.4	2.3
Acelerações máximas de referência, α_{gR} (m/s²)	1.0	1.7	1.0	1.7
Classe de importância	Classe III		Classe III	
Coeficiente de importância, γ_I	1.45	1.25	1.45	1.25
Tipo de Terreno	Tipo E		Tipo C	
Parâmetro $S_{m\acute{a}x}$	1.8	1.8	1.6	1.6
Acelerações máximas, α_g (m/s²)	1.45	2.13	1.45	2.13
Parâmetro S	1.7	1.5	1.5	1.4

8 HIDROGEOLOGIA

O troço da linha ferroviária do Norte em estudo fica situado sobre a grande unidade hidrogeológica denominada Bacia do Tejo-Sado, mais concretamente sobre o sistema aquífero designado por Margem Direita (T1).

Este sistema aquífero tem como suporte os sedimentos que preenchem a bacia terminal do Tejo, que se constituem como áreas de descarga dos sistemas aquíferos subjacentes pois existia artesianismo repuxante, em muitas regiões do vale do Tejo, antes da entrada em exploração mais ou menos intensiva daqueles sistemas. Sendo o Tejo o eixo drenante principal da bacia, é possível que constitua uma divisória hidráulica, justificando-se, assim, a separação entre sistemas aquíferos da margem direita e margem esquerda. A presença de um importante acidente, a falha do Tejo, e de diferenças nos ambientes de sedimentação, em parte resultantes da presença do mesmo acidente, são outros factos a favor da referida separação.

O sistema é constituído por um aquífero carbonatado, ausente nalgumas regiões, nomeadamente nos bordos NW e SW, e por um aquífero mais profundo instalado em rochas detriticas. Estes aquíferos são predominantemente confinados ou semiconfinados.

Os calcários apresentam-se localmente carsificados mas essa carsificação, em geral, não é muito desenvolvida.

A alimentação faz-se por recarga direta da precipitação e por drenância a partir de cursos de água superficiais.

Na periferia do traçado, existem diversos poços e furos de captação, que permitem avaliar a profundidade do nível de água e o seu caudal. No complexo aluvial, foram detetados aquíferos entre os 30 e 50 m de profundidade, com níveis hidrostáticos influenciados pelas marés. Na zona da Castanheira do Ribatejo, existem águas nas cascalheiras de base da formação aluvionar entre os 25 e 50 m de profundidade, com caudais entre 2 l/s, com rebaixamento de 1,6 m e 15 l/s com rebaixamento de 2,1 m.

Já nos terraços quaternários, próximo da estação da Castanheira do Ribatejo, foram detetados níveis aquíferos entre os 29 e 38 m de profundidade, com caudais variando entre 2,5 e 10 l/s, com rebaixamentos na ordem dos 1,5 e 2,5 m, com níveis hidrostáticos entre os 9 e 10 m.

Nas proximidades da Azambuja, na formação do Miocénico e Pliocénico do Vale do Tejo, são conhecidos aquíferos a uma profundidade de 15 a 25 m, com caudais entre 5 e 8,3 l/s, com rebaixamentos entre 1 e 2 m.

Estando na margem do rio Tejo, com topografia aplanada, trata-se de terrenos inundáveis durante os períodos do ano de maior pluviosidade e de deficiente drenagem. Estes fatores conferem aos terrenos existentes características de elevada compressibilidade, baixa capacidade de suporte. Poderá também ocorrer uma redução da resistência ao corte e/ou da rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros nos solos aluvionares saturados durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno.

9 TRABALHOS DE PROSPEÇÃO E ENSAIOS

9.1 GENERALIDADES

O troço da linha em questão foi objeto de estudos anteriores, nomeadamente para a Empreitada de Modernização da Linha do Norte do trecho Vila Franca de Xira (norte) e Azambuja. No âmbito desses estudos, realizaram-se, em diferentes fases, que remontam à última década do século passado e à primeira década deste século, diversas campanhas de trabalhos de prospeção geotécnica, com ênfase, sobretudo, nos locais das atuais VAE e VDE.

Nos elementos fornecidos pela IP encontram-se:

- Tomo 7.1 – Estudo Geológico e Geotécnico (COBA/Mott MacDonald, 1995)
- Volume 3, Tomo1 – Estudo Geológico e Geotécnico (versão revista), que corresponde à memória descritiva e justificativa da revisão e atualização do estudo anterior (COBA, 2003);
- Volume 3, Tomo2 – Estudo Geológico e Geotécnico, Anexos, que apresenta os boletins de sondagens, poços, ensaios de penetração estática e ensaios de laboratório realizados entre os Pk's 33+000 e 39+000 (subtomo 2.1) e realizados entre os Pk's 39+000 e 47+000 (subtomo 2.2).
- Volume 3, Tomo 3 – Estudo Geológico e Geotécnico das Obras de Arte, que apresenta a memória descritiva e os trabalhos de prospeção e ensaios realizados para as obras de arte;
- Volume 3, Tomo 4 – Estudo Geológico e Geotécnico dos Viadutos dos restabelecimentos, que apresenta a memória descritiva e os trabalhos de prospeção e ensaios realizados para os viadutos dos restabelecimentos rodoviários;
- Peças desenhadas do Volume 3, que correspondem à planta e perfil longitudinal geológico geotécnico interpretativo, com a localização dos trabalhos de prospeção em planta e o perfil longitudinal geológico e geotécnico interpretativo.

No início da fase de Estudo Prévio da presente empreitada foi definida uma campanha de trabalhos de Auscultação de Via, que incidiu, essencialmente, nas atuais linhas VAE e VDE, com alguns trabalhos na VAO.

Já na presente fase dos estudos, e tendo em conta os trabalhos de prospeção efetuados nas campanhas anteriores, o enquadramento geológico e geotécnico das formações interessadas e a solução para a fundação da plataforma ferroviária, foi definido um programa de prospeção complementar, com o objetivo de esclarecer as principais características de permeabilidade, resistência e deformabilidade dos terrenos de fundação.

Os trabalhos de campo da campanha de prospeção complementar foram realizados entre julho e outubro de 2024 e os ensaios laboratoriais foram iniciados entre setembro de 2024 e ainda se encontram em curso.

Neste capítulo, descrevem-se os trabalhos de prospeção, os ensaios *in situ* e os ensaios laboratoriais disponíveis, bem como se procede à análise dos resultados obtidos, com o objetivo de efetuar a

caracterização do terreno onde será implantada a via, do ponto de vista geomecânico e hidráulico e, assim, apoiar as decisões de projeto.

A localização de todos os trabalhos de prospeção geotécnica realizados consta de um conjunto de desenhos, constituídos por plantas e perfis geológicos e geotécnicos interpretativos (Desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.003 a PF0223.PE.01.07.02.00.044).

Os diagramas dos trabalhos de campo e os boletins dos ensaios laboratoriais, constam no Anexo 1, no caso dos trabalhos de prospeção realizados em fases anteriores dos estudos, e nos Anexos 2 e 3, no caso dos trabalhos de prospeção realizados no âmbito do presente projeto, respetivamente nas fases de Estudo Prévio e Projeto de Execução.

9.2 PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE CAMPANHAS ANTERIORES

9.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nas secções seguintes far-se-á a descrição e interpretação dos resultados de trabalhos de prospeção geotécnica e ensaios realizados no âmbito dos estudos e projetos anteriores, nomeadamente os que foram realizados no contexto do projeto de Modernização da Linha do Norte, sub-troço 1.2 – Alhandra - Setil, trecho Vila Franca de Xira (Norte) - Azambuja, em 1995 e 2003.

Foram tidos em consideração os resultados dos trabalhos realizados entre os Pk's 34+400 e 46+750, o que corresponde a um total de 11 poços de reconhecimento, 53 ensaios de penetração estática, com e sem medição da pressão intersticial (CPTu e CPT, respetivamente), e 89 sondagens mecânicas, acompanhadas pela realização de ensaios de penetração dinâmica (SPT) e de ensaios com molinete (Vane Test). Foram, igualmente, analisados os resultados de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização de 68 amostras de solo, entre as quais 9 colhidas em poços de reconhecimento e 59 em sondagens. Estes ensaios incluem análises granulométricas, determinação dos índices físicos e ensaios edométricos e de corte direto. Todos estes trabalhos de prospeção e ensaios foram realizados entre 1992 e 2003.

É de referir que, na maioria dos boletins, a localização e a cota dos ensaios não se encontra definida com precisão, sendo apenas indicado o ponto quilométrico em que foram realizados. Os restantes contêm a indicação das coordenadas, embora não tenha sido possível definir o sistema de referência. Na análise da informação geológica assumiram-se, portanto, as implantações e as cotas representadas nas peças desenhadas do projeto elaborado pela COBA em 2003.

9.2.2 POÇOS DE RECONHECIMENTO

No âmbito da documentação fornecida foram identificados 11 poços de reconhecimento. No caso de dois destes poços (P3 e P4) não se encontraram os respetivos boletins, sendo os mesmos apenas referidos nas peças desenhadas. Os restantes encontram-se localizados entre os Pk's 34+800 e 45+400, atingindo profundidades variáveis entre 2,3 e 3,3 m.

Estes poços permitiram a observação direta das formações mais superficiais quanto à sua litologia, estrutura e eventuais níveis de água, permitindo ainda a recolha de amostras remexidas para posterior caracterização laboratorial.

No Quadro 5 apresenta-se a síntese das principais características dos poços realizados.

Quadro 5 – Resumo das principais características dos poços de reconhecimento realizados em estudos anteriores

Poço	Localização aproximada (Pk da via)	Prof. atingida (m)	Prof. colheita amostras (m)	Prof. do nível de água (m)	Espessura de terra vegetal (m)	Prof. (m): Geologia
P3	34+520	Desconhecido				
P4	35+010	Desconhecido				
P501	43+830	3,3	0,3 - 1,7 2,0 - 3,9	-	0,3	0,3 – 2,0: Aterro heterogéneo 2,0 – 3,3: Miocénico
P502	44+030	3,3	1,2 - 3,3	-	0,2	0,2 – 3,3: Aterro heterogéneo
P503	44+170	3,2	1,1 - 2,6	-	0,2	0,2 – 3,2: Aterro heterogéneo
P504	44+380	3,7	0,2 - 2,4 2,4 - 3,2	-	0,2	0,2 – 3,2: Aterro heterogéneo 3,2 – 3,7: Aluviões
P505	44+580	3,3	1,3 - 3,1	-	0,3	0,3 – 1,3: Aterro heterogéneo 1,3 – 3,3: Miocénico
P506	44+815	2,3	0,2 - 2,3	-	0,2	0,2 – 2,3: Aterro heterogéneo
P507	44+985	2,9	0,8 - 1,9	-	0,3	0,2 – 2,9: Aterro heterogéneo
P508	45+180	3,2	1,2 - 3,2	2,2	0,2	0,2 – 3,2: Aterro heterogéneo
P509	45+380	3,2	0,2 - 1,8 1,8 - 3,2	-	0,2	0,3 – 1,8: Aterro heterogéneo 1,8 – 3,2: Miocénico

9.2.3 SONDAGENS MECÂNICAS

Nos estudos anteriores foram realizadas 89 sondagens mecânicas à rotação, acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica SPT (*Standard Penetration Test*), em regra, com um espaçamento de 1,5 m, e com a execução esporádica de ensaios com molinete (*Vane Test*). No caso de cinco destas sondagens (S336A, S336B, S336C, S336D e S359) desconhece-se a localização em planta, não estando representadas nas peças desenhadas do projeto, tendo sido, portanto, desconsideradas. No caso de outras 14 sondagens, apesar de estarem representadas em planta, não foi encontrado o respetivo boletim, tendo-se utilizado a informação indicada no perfil geológico (em particular, o resultado dos ensaios SPT) apenas de forma qualitativa.

As sondagens atingiram profundidades entre 8,5 m e 37,8 m.

A informação contida nos boletins de sondagem, em conjunto com os trabalhos da campanha complementar, foi tratada para definir o cenário geológico e criar um modelo geológico geotécnico que justifique a separação das formações atravessadas em horizontes geotécnicos com comportamento uniforme. Para além disso, esta informação serviu, também, para avaliar em detalhe as condições de fundação dos aterros e das obras de arte.

As sondagens possibilitaram ainda o registo da posição dos níveis de água. No entanto, esta informação foi considerada com as devidas reservas dado que, por um lado, possivelmente, esses níveis de água registados podem estar influenciados pela injeção de água durante a furação, e, por outro lado, trata-se de uma informação pontual e determinada em diferentes alturas do ano.

O Quadro 6 apresenta um resumo das principais características destas sondagens.

Quadro 6 – Resumo das principais características das sondagens realizadas em estudos anteriores

Sondagem	Localização aproximada (Pk de via)	Prof. atingida (m)	Nº amostras colhidas	Prof. do nível de água (m)	Data de realização	Notas
S11	38+420	8,5	Desconhecido	0,0	Desconhecido	Sem boletim
S13	38+830	18,0	Desconhecido	-	Desconhecido	Sem boletim
S14	39+225	28,2	Desconhecido	-	Desconhecido	Sem boletim
S15	39+630	33,6	Desconhecido	0,5	Desconhecido	Sem boletim
S15A	39+780	30,0	Desconhecido	2,0	Desconhecido	Sem boletim
S19	41+985	11,0	Desconhecido	6,3	Desconhecido	Sem boletim
S20	42+185	12,0	Desconhecido	7,0	Desconhecido	Sem boletim
S26	45+135	9,5	Desconhecido	-	Desconhecido	Sem boletim
S27	45+240	10,0	Desconhecido	2,0	Desconhecido	Sem boletim
S28	45+340	12,5	Desconhecido	2,0	Desconhecido	Sem boletim
S300	44+724	17,3	2	8,2	dez/92	
S300A	46+118	21,9	2	2,0	fev/93	
S300B	46+118	23,1	2	4,8	fev/93	
S301	43+110	17,4	2	6,7	dez/92	
S302	39+890	21,7	2	5,2	jan/93	
S303	39+890	22,1	2	3,4	dez/92	
S305	39+833	31,6	4	5,0	jun/93	
S306	39+795	34,7	2	4,7	jan/93	
S307	39+795	32,6	3	3,3	jan/93	
S308	39+325	34,1	2	4,7	jan/93	
S309	39+325	32,8	1	2,2	fev/93	
S315	36+660	30,7	2	2,5	fev/93	
S318	36+660	26,4	2	3,0	fev/93	
S333	36+725	25,9	2	4,5	jul/93	
S334	36+725	28,3	2	3,9	jul/93	
S335	36+725	27,7	1	2,4	jul/93	
S336	36+725	30,5	2	4,5	jul/93	
S336A	36+670	32,7	2	6,7	set/93	
S336B	36+675	25,7	1	2,5	set/93	
S336C	36+620	27,6	1	3,7	set/93	
S336D	36+640	28,9	2	3,9	ago/93	
S337	43+433	18,8	1	6,7	jul/93	
S338	34+433	19,6	0	7,7	jul/93	
S339	43+433	16,5	1	6,3	jul/93	
S349	34+750	34,1	1	5,0	mar/94	
S350	35+150	30,1	1	4,5	mar/94	
S351	35+700	32,8	1	2,0	mar/94	
S352	36+250	37,8	1	1,0	mar/94	
S353	37+100	28,7	1	4,8	mar/94	
S354	37+350	25,2	0	3,8	mar/94	
S355	37+750	24,0	1	2,5	mar/94	
S356	38+209	22,1	0	2,1	abr/94	
S357	38+700	24,5	1	2,6	mar/94	
S358	40+250	23,8	1	3,0	mar/94	
S359	40+750	20,4	1	3,5	mar/94	
S360	41+250	20,7	1	1,9	abr/94	
S361	41+750	18,8	1	4,0	abr/94	
S362	42+250	20,1	1	5,0	abr/94	
S363	42+750	18,6	1	6,5	abr/94	
S364	43+750	18,3	0	3,0	abr/94	
S365	44+300	16,8	0	1,1	abr/94	
S366	45+250	18,0	0	1,8	abr/94	
S367	45+750	13,5	0	5,5	abr/94	
S373	35+095	33,5	0	2,0	abr/95	
S374	35+095	32,3	0	2,0	mai/95	
S375	35+095	30,5	0	2,0	abr/95	

Sondagem	Localização aproximada (Pk de via)	Prof. atingida (m)	Nº amostras colhidas	Prof. do nível de água (m)	Data de realização	Notas
S376	35+095	32,4	0	3,3	abr/95	
S401	36+935	25,5	1	4,1	ago/01	
S403	40+700	22,5	0	-	ago/01	
S405	41+800	30,0	0	8,0	out/01	
S406	42+650	18,0	1	7,4	set/01	
S407	43+600	18,0	1	7,0	ago/01	
S408	44+100	22,5	1	12,6	ago/01	
S409	44+140	27,0	0	8,5	set/01	
S410	44+670	19,5	0	8,0	ago/01	
S411	44+800	22,5	0	5,0	set/01	
S412	44+900	21,0	1	9,0	set/01	
S413	45+350	18,0	1	6,5	set/01	
S414	45+590	15,0	0	6,5	set/01	
S415	45+960	25,5	1	4,0	set/01	
S416	46+020	27,0	0	3,0	set/01	
S417	46+390	22,5	1	9,0	ago/01	
S418	46+560	33,0	1	11,6	ago/01	
S505	37+300	25,5	0	6,0	nov/02	
S506	37+300	25,5	0	-	nov/02	
S518	34+400	30,0	0	0,5	nov/02	
S519	34+400	27,0	0	-	nov/02	
S520	36+530	34,5	0	1,0	nov/02	
S521	36+530	33,0	0	-	nov/02	
S522	40+550	21,0	0	0,5	nov/02	
S523	40+550	Desconhecido				Sem boletim
S524	36+850	27,0	0	2,6	nov/02	
S541	36+050	37,0	0	6,0	jan/03	
S542	36+050	36,0	0	-	dez/02	
S543	36+050	34,0	0	8,5	dez/02	
S544	36+050	35,5	0	-	dez/02	
S8	37+825	12,7	Desconhecido	0,8	Desconhecido	Sem boletim
S9	38+020	15,7	Desconhecido	1,1	Desconhecido	Sem boletim
SP2	46+125	24,0	Desconhecido	2,0	Desconhecido	Sem boletim

A maior parte da furação efetuada nos estudos anteriores atravessou depósitos aluvionares, correspondendo esta unidade estratigráfica à fundação da maior parte da via. Para além desta unidade, foram , ainda, intersectados pela furação terrenos miocénicos, e aterros.

9.2.4 ENSAIOS SPT (“STANDARD PENETRATION TEST”)

Todas as sondagens realizadas foram acompanhadas, sempre que o terreno o permitiu, pela execução de ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (“Standard Penetration Test”), espaçados, regra geral, de 1,5 m.

Os ensaios SPT permitem caracterizar, qualitativamente, os materiais em termos da sua resistência à penetração. Estes ensaios, apesar de qualitativos, são úteis na identificação de materiais mais brandos, sendo muito importantes na separação de unidades de idade geológica distinta, cuja descrição litológica é semelhante, mas que tiveram diferentes períodos para os processos de consolidação e, conseqüentemente, apresentam diferentes comportamentos geotécnicos. Em particular, foram muito úteis na identificação de zonas com singularidades geotécnicas e na identificação da espessura de solos lodosos pouco consolidados.

Os resultados destes ensaios SPT foram utilizados, em conjunto com os da campanha complementar, no cálculo de parâmetros geotécnicos através de formulações empíricas, bem estabelecidas na bibliografia.

No total, no âmbito das campanhas de prospeção anteriores, foram realizados 1422 ensaios, com a distribuição por unidade geológica indicada no Quadro 7.

Quadro 7 - Distribuição dos ensaios SPT por unidade geológica, obtida nos estudos anteriores

Unidade estratigráfica	Nº ensaios realizados	Número total de ensaios com $N_{SPT}=0$	Número total de ensaios interrompidos (nega)	Número de ensaios interrompidos (nega) na 1ª fase
Tv	6 (0,4%)	0	0	0
At	66 (4,6%)	0	1	0
a	897 (63,1%)	224	6	1
M	453 (31,9%)	0	250	44

Tv – Terra vegetal; At – Aterros; a – Aluviões; M – Miocénico

Nota: a contagem não inclui 117 ensaios realizados nas sondagens representadas nas peças desenhadas cujos boletins não se encontram disponíveis, dado que, desse modo, a unidade estratigráfica interessada não é conhecida.

No Quadro 8 apresenta-se a relação entre os resultados obtidos nos ensaios (N_{SPT}) e as unidades geológicas.

Quadro 8 - Resultados dos ensaios SPT (N_{SPT}) por unidade estratigráfica, obtidos nos estudos anteriores

Unidade estratigráfica	Número de ocorrências				
	$N_{SPT} \leq 4$	$4 < N_{SPT} \leq 10$	$10 < N_{SPT} \leq 30$	$30 < N_{SPT} \leq 50$	$N_{SPT} > 50$
Tv	0	3	3	0	0
At	9	30	25	1	1
a	382	202	264	40	9
M	0	12	95	75	271
Total	391	247	387	116	281

Tv – terra vegetal; At – Aterros; a – Aluviões; M – Miocénico

Com base na amostragem das sondagens, verifica-se que os ensaios SPT realizados nos aterros e no Miocénico incidiram, maioritariamente, em solos arenosos, enquanto os realizados nas aluviões interessaram, essencialmente, solos argilosos. Os resultados dos ensaios SPT realizados em solos arenosos foram corrigidos de acordo com a seguinte expressão:

$$(N_1)_{60} = \frac{E_{Rr}}{60} \cdot \lambda \cdot C_N \cdot N_{SPT}$$

em que:

- E_{Rr} é o factor correctivo relacionado com a energia de cravação;
- λ é o factor correctivo relacionado com o comprimento das varas (EC7);
- C_N é o factor correctivo relacionado com a tensão efectiva de recobrimento (EC7);
- N_{SPT} é o número de pancadas obtido no ensaio SPT correspondente à 2ª fase de cravação.

Na execução dos ensaios SPT foi utilizado um equipamento de disparo automático, pelo que na determinação do factor $\frac{ER_r}{60}$, teve-se em conta que a eficiência deste equipamento é da ordem de 60%. Assim, o parâmetro $\frac{ER_r}{60}$ considerado foi de 1.

O fator corretivo referente ao comprimento das varas foi determinado para cada valor de N_{SPT} de acordo com o Quadro 9.

Quadro 9 - Fator corretivo λ , referente ao comprimento das varas

Comprimento total das varas (m)	λ
3 - 4	0,75
4 - 6	0,85
6 - 10	0,95
> 10	1,0

O fator corretivo relacionado com a tensão efetiva de recobrimento, C_N , foi determinado de acordo com o Quadro 10.

Quadro 10 - Fator corretivo relacionado com a tensão efetiva de recobrimento (EC7)

Tipo de areia	Compacidade relativa, I_D (%)	C_N
Normalmente consolidadas	40 to 60	$2/(1+\sigma'_v)$
	60 to 80	$3/(2+\sigma'_v)$
Sobreconsolidadas	-	$1,7/(0,7+\sigma'_v)$
Notas: σ'_v em kPa x 10^{-2} , assim para uma tensão efectiva de recobrimento de 100 kPa vem $\sigma'_v=1$ e $C_N=1$ Não são recomendáveis valores de superiores a 2 (ou preferivelmente 1,5)		

Em que σ'_v é a tensão efetiva de recobrimento à profundidade do ensaio.

Os resultados dos ensaios SPT permitiram a caracterização geotécnica das unidades, nomeadamente a classificação das formações arenosas quanto à compacidade e das argilas quanto à consistência, de acordo com o indicado no Quadro 11 e no Quadro 12, respetivamente.

Quadro 11 – Classificação de areias quanto à compacidade (EC7)

$N_{1(60)}$	Compacidade	Compacidade relativa, I_D (%)
0 - 3	Muito solta	0-15
3 - 8	Solta	15-35
8 - 25	Medianamente compacta	35-65
25 - 42	Compacta	65-85
> 42	Muito compacta	85-100

**Quadro 12 – Classificação de argilas quanto
à consistência (segundo Terzaghi & Peck, 1967)**

NSPT	Consistência
< 2	Muito mole
2 - 4	Mole
4 - 8	Consistência média
8 - 15	Dura
15 - 30	Muito dura
> 30	Rija

Após a correção, é possível verificar na Figura 6 que os solos arenosos que compõem os aterros são, maioritariamente, medianamente compactos e os solos miocénicos, maioritariamente, compactos a muito compactos (ver Quadro 11).

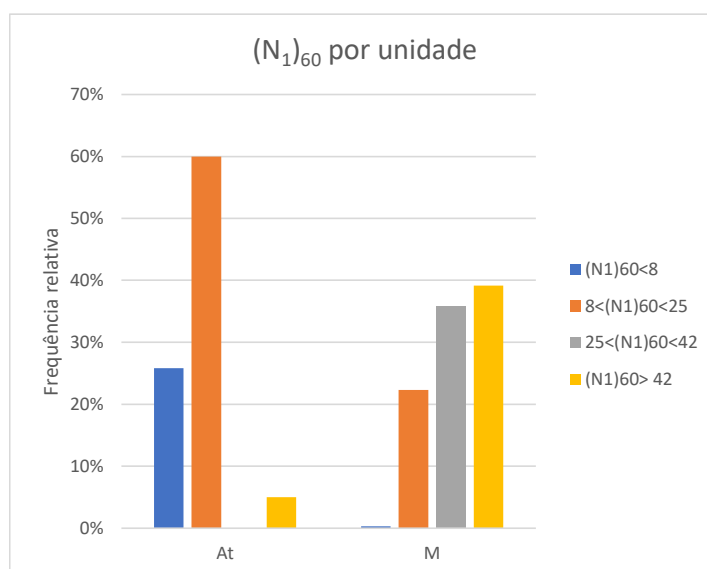


Figura 6 – Frequência relativa dos valores de $(N_1)_{60}$ dos solos arenosos, obtida nos estudos anteriores.

Os solos argilosos das aluviões são, por outro lado, como se pode observar na Figura 7, essencialmente muito mole a moles (ver Quadro 12).

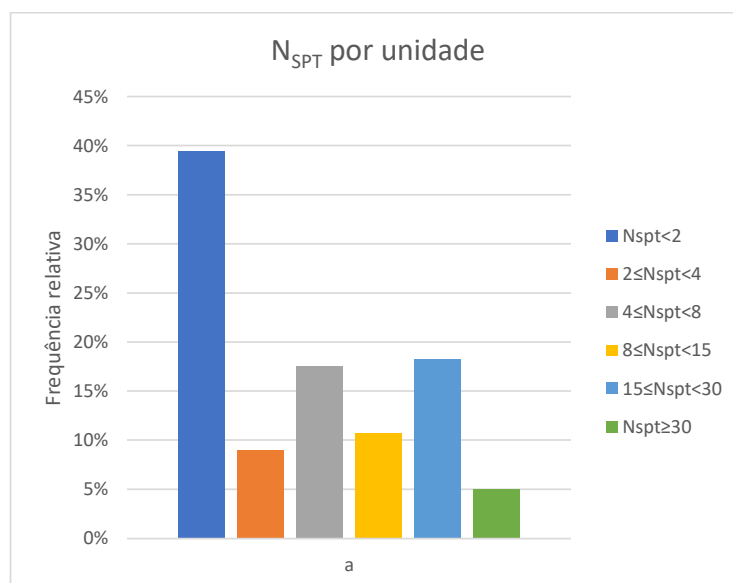


Figura 7 - Frequência relativa dos valores de N_{SPT} dos solos argilosos

9.2.5 ENSAIOS COM MOLINETE (VANE TEST)

Foram realizados 75 ensaios com molinete (Vane Test) no interior dos furos de sondagem, sendo que 69 (92%) foram realizados nos níveis de lodos (HG2) e os restantes em níveis mais arenosos (HG3) ou na transição com o material miocénico mais descomprimido (HG4). Os ensaios foram conduzidos a diferentes profundidades, geralmente entre 3 e 10 m. O objetivo destes ensaios foi avaliar a resistência ao corte não drenada (S_u) destes materiais.

Os boletins de 21 ensaios (relativos aos ensaios realizados em 2001) encontram-se disponíveis em forma gráfica (curva resistência/tempo), enquanto os restantes resultados são indicados em forma de um único valor nos boletins das sondagens ou no perfil geológico constante das peças desenhadas, tendo sido assumido que este seria o valor de resistência de pico.

A resistência residual ($S_{u,res}$) é normalmente determinada após a aplicação do torque máximo, realizando 10 voltas completas da lâmina. A razão entre as resistências de pico e residual (S_u e $S_{u,res}$, respetivamente) é um indicador da sensibilidade das argilas, tal como definido no Quadro 13.

Quadro 13 - Sensibilidade das argilas (segundo Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	Razão de resistência, S_t
Argilas insensíveis	<1
Argilas de baixa sensibilidade	1 - 2
Argilas de média sensibilidade	2 - 4
Argilas sensíveis	4 - 8
Argilas extrassensível	8 - 16
Quick clay	> 16

No Quadro 14 apresentam-se os resultados dos ensaios com molinete. De acordo com os casos em que foi possível calcular os valores de razão de resistência, os lodos foram caracterizados, maioritariamente, como argilas sensíveis.

Quadro 14 - Síntese dos resultados dos ensaios com molinete, obtidos nos estudos anteriores

Sondagem	Profundidade (m)	Unidade estratigráfica	Su (kPa)	Su res (kPa)	St	Sensibilidade
S13	4	Desconhecido.	9	-	-	-
S13	7,5	Desconhecido.	20	-	-	-
S13	11	Desconhecido.	28	-	-	-
S13	14	Desconhecido.	43	-	-	-
S15	6	Desconhecido.	16	-	-	-
S15	15	Desconhecido.	42	-	-	-
S15	21	Desconhecido.	73	-	-	-
S28	6	Desconhecido.	17	-	-	-
S300	3	a	46	-	-	-
S300	5	a	20	-	-	-
S300	8	a	53	-	-	-
S300A	9	a	37	-	-	-
S300B	7,5	a	30	-	-	-
S301	4,5	a	29	-	-	-
S302	6,5	a	7	-	-	-
S302	10	a	33	-	-	-
S303	7	a	25	-	-	-
S303	10	a	29	-	-	-
S305	6	a	14	-	-	-
S305	11	a	25	-	-	-
S306	6,5	a	17	-	-	-
S306	12,5	a	37	-	-	-
S307	4	a	18	-	-	-
S307	7,5	a	27	-	-	-
S308	7	a	25	-	-	-
S309	4	a	19	-	-	-
S315	6	a	23	-	-	-
S318	4	a	22	-	-	-
S318	7	a	39	-	-	-
S349	4,1	a	7	-	-	-
S349	8,9	a	5	-	-	-
S350	4,5	a	15	-	-	-
S350	8	a	14	-	-	-
S351	5,5	a	18	-	-	-
S351	8,5	a	20	-	-	-
S352	4,8	a	26	-	-	-
S352	8,3	a	23	-	-	-
S353	5,4	a	20	-	-	-
S354	5	a	14	-	-	-
S354	8,2	a	27	-	-	-
S355	5	a	10	-	-	-
S356	5,5	a	29	-	-	-
S356	8	a	14	-	-	-
S357	5	a	8	-	-	-

Sondagem	Profundidade (m)	Unidade estratigráfica	Su (kPa)	Su res (kPa)	St	Sensibilidade
S358	3,5	a	20	-	-	-
S358	7,7	a	19	-	-	-
S360	4,2	a	16	-	-	-
S360	7,9	a	10	-	-	-
S361	4,3	a	10	-	-	-
S362	3,8	a	12	-	-	-
S362	7,9	a	17	-	-	-
S363	4,1	a	11	-	-	-
S401	3	a	27	6	4,50	Argila sensível
S401	6	a	11	2	5,50	Argila sensível
S405	3	a	34	5	6,80	Argila sensível
S405	5,5	a	14	5	2,80	Argila de média sensibilidade
S405	8	a	37	Indeterminada	-	-
S408	8	a	69	25	2,76	Argila de média sensibilidade
S409	5	a	38	5	7,60	Argila sensível
S409	7	a	40	8	5,00	Argila sensível
S410	5	a	28	7,5	3,73	Argila de média sensibilidade
S410	7	a	37	7,5	4,93	Argila sensível
S411	3	a	16	2	8,00	Argila sensível
S411	5	a	66	Indeterminada	-	-
S412	3	a	18	3	6,00	Argila sensível
S415	3	a	5	1	5,00	Argila sensível
S415	7	a	25	5	5,00	Argila sensível
S416	3	a	25	6	4,17	Argila sensível
S417	7	a	27	4	6,75	Argila sensível
S417	9	a	38	9	4,22	Argila sensível
S418	3	At	88	28	3,14	Argila de média sensibilidade
S418	7	a	28	7	4,00	Argila sensível
S418	9	a	19	3,5	5,43	Argila sensível
S8	3,5	Desconhecido.	18	-	-	-
S8	6	Desconhecido.	30	-	-	-

Na análise dos resultados dos ensaios com molinete consideraram-se apenas os ensaios realizados nos níveis lodosos (HG2). Destes, tomaram-se apenas os resultados dos ensaios com molinete nas profundidades para as quais se determinou o índice de plasticidade, o que corresponde a 48 resultados (64% dos resultados).

Os valores obtidos foram corrigidos para considerar a taxa de deformação a que ocorre o ensaio, o efeito da anisotropia do solo e a fluência do solo. O fator de correção foi determinado em cada ponto, através do índice de plasticidade, tal como definido por Bjerrum.

Os valores da resistência de pico (S_u) após a correção variam entre 4,5 e 70,4 kPa, sendo o valor médio de 21,3 kPa com 55% de desvio relativamente à média (Figura 8).

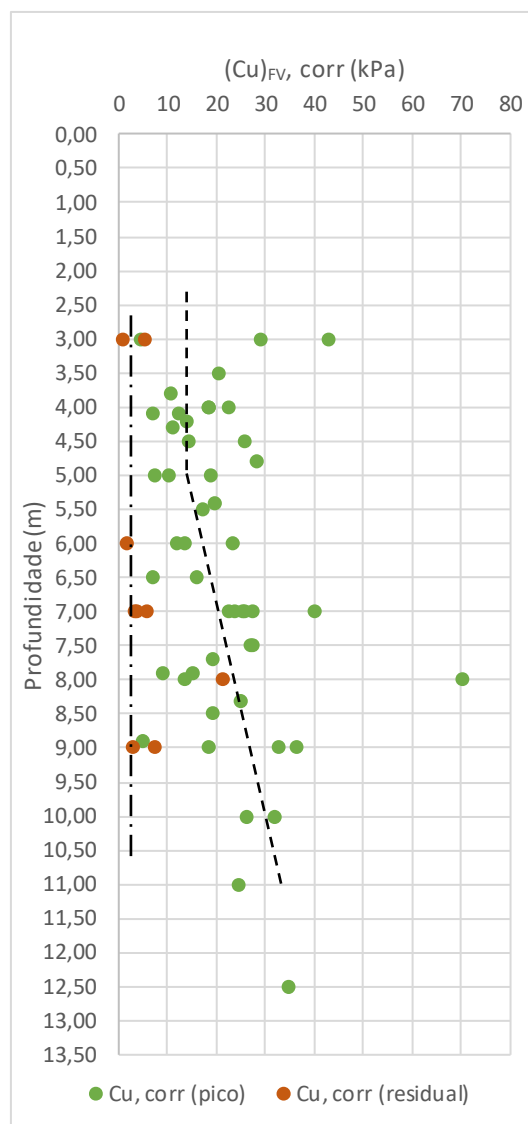


Figura 8 – Resultados dos ensaios com molinete considerados

Da observação da figura, parece haver uma resistência mais ou menos constante até cerca de 5,0 m de profundidade. Aplicando a formulação de Schneider (1997), adotou-se, até essa profundidade, como valor característico da resistência não drenada de pico dos níveis lodosos (HG2) o valor de 14 kPa. Abaixo desta profundidade, a resistência parece aumentar com a profundidade segundo a expressão seguinte:

$$C_u = 3.2z - 2$$

No que respeita à resistência residual ($S_{u \text{ res}}$), - 9 resultados - verifica-se que varia entre 0,8 e 21,2 kPa, sendo o valor médio de 5,7 kPa, com um desvio em relação à média de cerca de 107%. Utilizando a mesma formulação, poderá considerar-se 2,7 kPa como valor característico. Dado o reduzido número de ensaios, optou-se por considerar este valor constante (Figura 8).

Os valores corrigidos da resistência de pico foram usados para determinar o grau de sobreconsolidação (OCR) através da seguinte expressão:

$$OCR = \alpha_{FV} \left(\frac{Su_{FV}}{\sigma'_{v0}} \right), \text{ sendo } \alpha_{FV} = \frac{1}{0.08 + 0.0055Ip}$$

em que:

- $(Su)_{FV}$ – é a resistência não drenada de pico obtida no ensaio com molinete (field vane test – FV), corrigida;
- σ'_{v0} – é a tensão efetiva inicial;
- α_{FV} – coeficiente de ajuste

Na Figura 9 representam-se os valores de OCR obtidos em função da profundidade, considerando um peso volúmico $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ no cálculo da tensão efetiva, sendo de notar a dispersão nas estimativas do OCR e da tensão de pré-consolidação (σ'_p), a qual é expectável em estimativas com base em α_{FV} e I_p .

Da análise da figura é possível observar que na zona mais superficial (até cerca de 5 m de profundidade) os solos aluvionares exibem valores de OCR compatíveis com solos sobreconsolidados. No entanto, uma vez que se trata de solos recentes, considera-se que tal sobreconsolidação estará associada à dessecação desses solos. O fenómeno de dessecação ocorre em solos argilosos que estão sujeitos a ciclos sucessivos de submersão e emersão devidos às variações sazonais do nível freático, criando o que se designa de “crosta superficial”. Conforme é observável na figura, abaixo dessa “crosta superficial”, as amostras apresentam valores de OCR compatíveis com solos subconsolidados a normalmente consolidados.

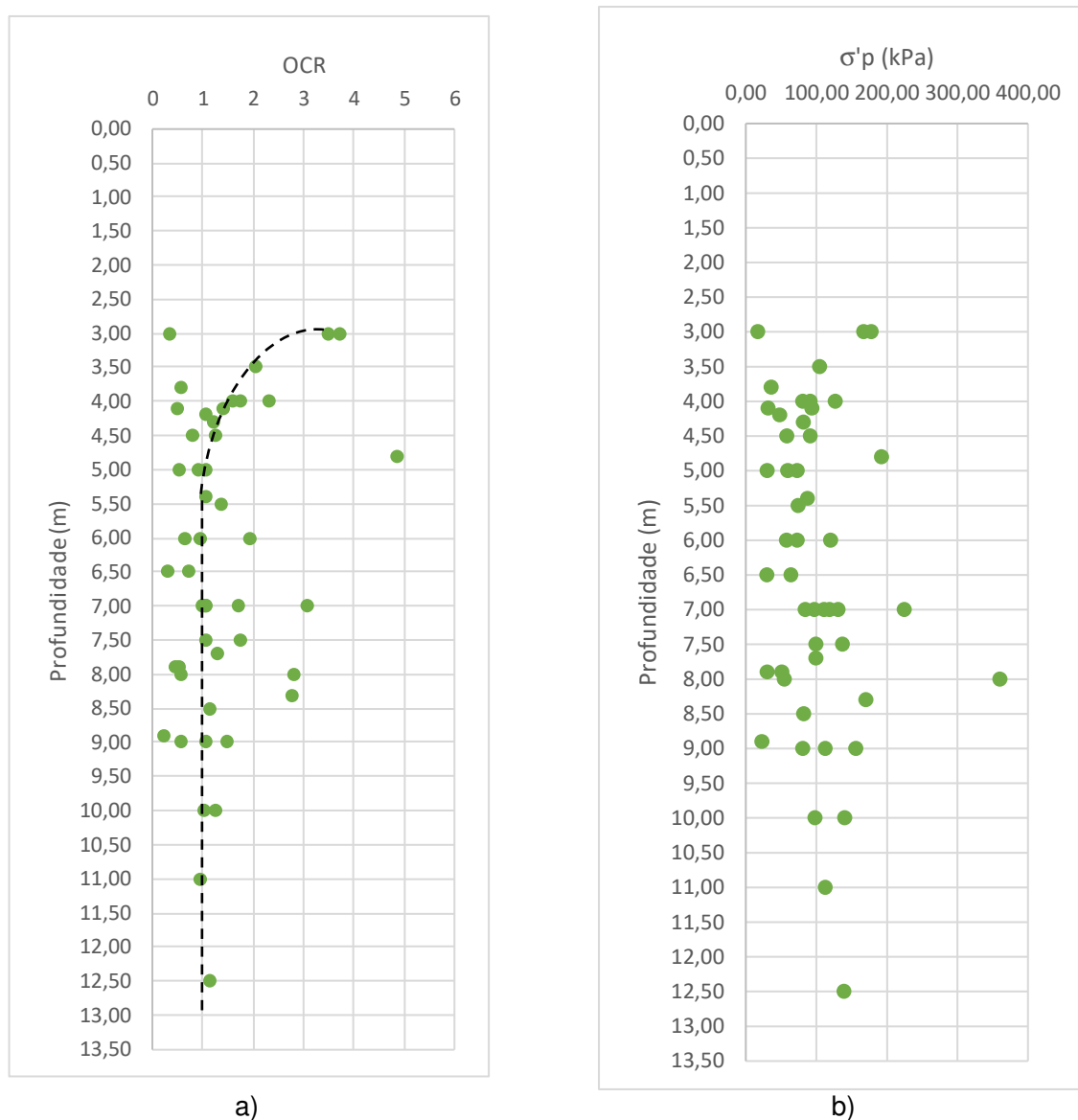


Figura 9 – Perfil de grau de sobreconsolidação (a) e de tensão de pré-consolidação (b) estimados a partir dos ensaios com molinete

9.2.6 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT)

Foram considerados 53 ensaios de penetração estática. Apenas os resultados dos ensaios da série 500 foram disponibilizados com os dados brutos, tendo os resultados dos restantes ensaios sido disponibilizados apenas em forma gráfica. A pressão intersticial foi medida nos ensaios das séries 400 e 500.

Na elaboração do presente Projeto de Execução, os ensaios CPT realizados em estudos anteriores foram considerados apenas de forma qualitativa, para a determinação da espessura e a caracterização aproximada dos depósitos aluvionares em relação às sondagens adjacentes.

No Quadro 15 apresenta-se a designação dos ensaios com penetrómetro estático, a respetiva localização aproximada e a profundidade atingida.

Quadro 15 – Resumo dos ensaios com penetrómetro estático (CPT/CPTu) realizados em estudos anteriores.

Designação do ensaio	Localização aproximada (Pk)	Profundidade atingida (m)	Data de realização
CPT300	45+500	9,2	fev/93
CPT301	45+000	10,4	fev/93
CPT302	44+500	9,2	fev/93
CPT303	44+149	17,0	fev/93
CPT304	44+000	13,6	fev/93
CPT305	43+000	12,8	fev/93
CPT306	42+500	16,8	fev/93
CPT307	42+000	13,8	fev/93
CPT308	41+500	15,2	fev/93
CPT309	40+493	15,2	fev/93
CPT310	40+000	19,0	fev/93
CPT311	40+000	16,8	fev/93
CPT311-A	39+820	29,0	fev/93
CPT313	39+500	28,6	fev/93
CPT314	38+887	29,0	fev/93
CPT315	38+887	18,8	mar/93
CPT316	38+550	20,6	mar/93
CPT317	38+561	22,0	mar/93
CPT318	38+205	17,2	mar/93
CPT319	37+858	24,8	mar/93
CPT320	37+843	24,6	mar/93
CPT321	37+504	17,6	mar/93
CPT322	37+500	18,0	mar/93
CPT323	37+195	17,6	mar/93
CPT324	37+198	20,0	mar/93
CPT325	3+700	19,6	mar/93
CPT326	37+000	10,2	mar/93
CPT327	36+620	21,6	mar/93
CPT328	36+660	21,2	mar/93
CPT329	36+500	28,6	mar/93
CPT330	36+500	28,6	mar/93
CPT331	36+026	28,6	mar/93
CPT332	36+028	28,6	mar/93
CPT333	35+344	27,6	mar/93
CPT334	35+335	28,6	mar/93
CPT335	35+000	26,6	mar/93
CPT336	34+495	17,2	mar/93
CPTu403	41+900	9,0	set/01
CPTu404	42+300	13,5	set/01
CPTu405	42+600	14,0	set/01
CPTu406	42+780	15,5	set/01
CPTu407	43+170	13,5	set/01
CPTu408	43+850	12,0	set/01

Designação do ensaio	Localização aproximada (Pk)	Profundidade atingida (m)	Data de realização
CPTu409	44+430	12,5	set/01
CPTu410	45+160	8,5	set/01
CPTu411	45+680	9,0	set/01
CPTu412	45+860	7,5	set/01
CPTu413	46+260	16,0	set/01
CPTu414	46+660	22,8	set/01
CPTu503	37+300	14,5	nov/02
CPTu507	43+430	8,9	nov/02
CPTu508	43+750	10,30	nov/02
CPTu509	34+400	12,0	nov/02

9.2.7 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

No âmbito da prospeção realizada nos estudos anteriores, foram colhidas 71 amostras de solos no total, das quais 12 nos poços e as restantes nas sondagens. O tipo de amostras, os amostradores e os procedimentos de amostragem são desconhecidos. As amostras foram colhidas a profundidades variáveis entre 0,2 m e 19 m, maioritariamente nas aluviões (54 amostras). Das restantes, 9 amostras foram colhidas nos aterros e 8 amostras no Miocénico.

Com vista à identificação e classificação dos solos e à determinação das características físicas dos materiais, todas as amostras foram submetidas aos seguintes ensaios de identificação, cujos resultados são apresentados no Quadro 16:

- análises granulométricas por peneiração e/ou sedimentação,
- determinação dos limites de consistência (ou de Atterberg),
- determinação do teor em água;
- determinação da densidade das partículas sólidas.

Adicionalmente, realizaram-se os seguintes ensaios para a caracterização da resistência e da deformabilidade dos materiais, cujos resultados se apresentam no Quadro 17:

- ensaios de corte direto não drenado em 53 amostras, para a definição dos parâmetros de resistência,
- ensaios edométricos em 49 amostras, para a avaliação das características de compressibilidade dos solos.

Quadro 16 – Síntese dos resultados dos ensaios de caracterização de solos, realizados em fases anteriores

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	Granulometria (% passada)			Limites de consistência (%)		Teor em água natural (%)	Classificação ASTM	Densidade das partículas sólidas
		#10 Cascalho	#40 Areia	#200 Finos	LL	IP			
P501 (0,3-1,7 m)	At	0,0	1,6	98,4	57	31	32,0	CH	-
P501 (2,0-3,9 m)	M	0,0	37,6	62,4	62	12	19,4	MH	-
P502 (1,2-3,3 m)	At	0,2	27,7	72,1	38	20	27,4	CL	-
P503 (1,1 -2,6 m)	At	0,5	48,2	51,3	26	12	10,2	CL	-
P504 (0,2-2,4 m)	At	1,7	36,0	62,3	38	20	23,6	CL	-
P504 (2,4-3,2 m)	At	1,2	55,6	43,3	30	16	9,3	SC	-
P505 (1,3-3,1 m)	M	0,3	41,5	58,3	24	9	7,3	CL	-
P506 (0,2-2,3 m)	At	0,6	41,3	58,1	31	16	16,8	CL	-
P507 (0,8-1,9 m)	At	3,6	51,1	45,3	23	9	13,2	SC	-
P508 (1,2-3,2 m)	At	0,1	59,2	40,7	44	23	41,2	SC	-
P509 (0,2-1,8 m)	At	0,3	25,4	74,4	47	26	21,2	CL	-
P509 (1,8-3,2 m)	M	0,1	2,8	97,2	64	35	33,6	CH	-
S300 (4-4,5)	a	0,2	19,7	80,1	58	32	62,3	CH	-
S300 (7-7,35)	a	0,1	58,6	41,3	15	NP	16,5	SC	-
S300A (10,15-10,45)	a	0,0	1,8	98,2	68	33	65,2	MH	2,59
S300A (7-7,3)	a	0,0	4,4	95,6	69	38	56,8	CH	2,60
S300B (10-10,3)	a	0,0	2,9	97,1	62	32	52,3	CH	2,56
S300B (8-8,3)	a	0,2	4,1	95,7	66	35	54,0	CH	2,54
S301 (3-3,35)	a	0,1	1,6	98,3	68	37	38,8	CH	2,70
S301 (7-7,35)	a	1,1	83,5	15,4	68	37	38,8	SC	-
S302 (10,7-11,3)	a	0,0	8,5	91,5	63	28	58,4	MH	2,66
S302 (6,5-7)	a	0,0	8,9	91,1	57	27	50,0	CH	2,68
S303 (6,3-6,65)	a	0,0	41,8	58,2	46	21	52,0	CL	2,59
S303 (9-9,35)	a	0,0	3,6	96,4	65	34	58,1	CH	2,69
S305 (13-13,5)	a	0,0	0,6	99,4	55	25	50,8	MH	2,61
S305 (19,1-19,6)	a	0,0	0,9	99,1	62	29	40,1	MH	2,62
S305 (5-5,35)	a	0,0	2,9	97,1	56	28	38,3	CH	2,57
S305 (8-8,5)	a	0,0	7,1	92,9	62	30	63,5	MH	2,65
S306 (11-11,5)	a	0,0	2,3	97,7	59	31	51,8	CH	-
S306 (4,8-5,3)	a	0,0	3,0	97,0	52	25	38,7	CH	2,60
S307 (10,8-11,3)	a	0,0	0,9	99,1	65	30	64,6	MH	2,65
S307 (16-16,5)	a	0,0	1,0	99,0	51	21	49,4	MH	2,65

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	Granulometria (% passada)			Limites de consistência (%)		Teor em água natural (%)	Classificação ASTM	Densidade das partículas sólidas
		#10 Cascalho	#40 Areia	#200 Finos	LL	IP			
S307 (4,8-5,3)	a	0,0	12,4	87,6	49	22	45,7	CL	2,66
S308 (10-10,5)	a	0,0	6,8	93,2	67	33	55,6	MH	-
S308 (5,5-6)	a	0,0	8,8	91,2	64	30	67,0	MH	2,63
S309 (8,6-9,1)	a	0,2	2,4	97,4	59	27	59,3	MH	-
S315 (4,2-4,7)	a	0,0	0,3	99,7	66	31	65,4	MH	2,60
S315 (7,1-7,6)	a	2,4	44,5	53,1	46	21	54,9	CL	2,62
S318 (5,6-6,1)	a	2,9	47,4	49,7	39	18	46,5	SC	2,66
S318 (8,5-9)	a	0,0	4,7	95,3	61	27	50,7	MH	2,70
S333 (4,7-5)	a	0,0	22,8	77,2	54	27	45,0	CH	2,61
S333 (7,5-7,8)	a	2,4	22,2	75,4	55	26	46,8	CH	2,60
S334 (4,7-5)	a	0,0	16,7	83,3	47	17	70,2	ML	2,61
S334 (7,5-8)	a	6,2	89,6	4,2	NR	NP	NR	SP	-
S335 (7,2-7,5)	a	0,0	17,0	83,0	53	25	64,4	CH	2,67
S336 (4,6-4,9)	a	0,0	0,7	99,3	63	34	54,9	CH	2,63
S336 (7,5-7,8)	a	1,3	41,5	57,3	25	8	44,6	CL	2,61
S337 (5,5-6)	M	0,0	17,0	83,0	53	28	26,9	ML	2,65
S339 (7-7,5)	M	0,0	5,8	94,2	53	28	22,6	CH	-
S349 (7-7,5)	a	0,0	6,2	93,8	51	25	69,8	CH	2,67
S350 (6,5-7)	a	0,0	3,4	96,6	58	30	80,3	CH	2,62
S351 (6-6,5)	a	0,0	0,3	99,7	59	28	59,4	MH	2,61
S352 (7-7,5)	a	0,0	50,2	49,8	30	12	58,7	SC	2,60
S353 (7-7,5)	a	0,0	19,3	80,8	51	26	53,4	CH	2,55
S355 (8,5-9)	a	0,0	2,8	97,2	43	17	38,9	CL	2,60
S357 (6,5-7)	a	2,8	5,1	92,2	52	31	25,6	CH	2,66
S358 (7,4-7,7)	a	0,0	0,6	99,4	50	21	38,9	ML	2,66
S359 (7-7,5)	a	0,0	2,0	98,0	56	30	37,1	CH	2,53
S360 (7-7,5)	a	0,0	1,0	99,0	74	39	68,9	MH	2,67
S361 (7-7,5)	a	0,9	51,1	48,0	24	10	52,3	SC	2,63
S362 (6-6,5)	a	0,0	0,2	99,8	68	39	57,7	CH	2,53
S363 (7-7,5)	a	7,3	34,8	57,9	22	9	32,3	CL	2,63
S401 (5-5,5)	a	4,2	54,1	41,8	37	15	38,6	SC	2,63
S406 (4,5-5)	M	8,0	61,0	31,1	24	12	14,2	SC	2,63
S407 (5-5,5)	M	0,0	53,8	46,2	58	32	12,9	SC	2,61

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	Granulometria (% passada)			Limites de consistência (%)		Teor em água natural (%)	Classificação ASTM	Densidade das partículas sólidas
		#10 Cascalho	#40 Areia	#200 Finos	LL	IP			
S408 (5-5,5)	a	0,5	38,5	61,0	43	21	41,7	CL	2,62
S412 (5-5,5)	a	0,3	19,8	79,9	54	26	69,3	CH	-
S413 (5-5,5)	M	0,0	75,4	24,6	54	26	12,8	SC	2,64
S415 (5-5,6)	a	0,0	11,4	88,6	61	34	73,6	CH	2,62
S417 (5-5,4)	a	0,0	1,3	98,7	59	28	57,8	MH	2,60
S418 (5-5,5)	a	0,0	6,0	94,0	62	27	112,8	MH	-

At – aterro; Al- aluvião; M - Miocénico; LL - Limite de liquidez; IP – Índice de plasticidade; #10 – peneiro nº 10 (ASTM); #40 – peneiro nº 40 (ASTM); #200 – peneiro nº 200 (ASTM)

Quadro 17 – Síntese dos resultados dos ensaios de corte direto não drenado e edométricos, realizados em estudos anteriores

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	OCR	e ₀	C _c	C _r	m _v (cm ² /N)	C _v (cm ² /s)	φ (°)	c (kN/m ²)
S300A (10,15-10,45)	a	0,46	1,86	0,454	0,114	0,00730	0,00013	3,85	0,302
S300A (7-7,3)	a	2,67	1,58	0,615	0,138	0,00193	0,00009	0,93	0,465
S300B (10-10,3)	a	0,92	1,30	0,507	0,082	0,00315	0,00013	1,23	0,562
S300B (8-8,3)	a	0,94	1,31	0,512	0,121	0,00294	0,00008	0,64	0,557
S301 (3-3,35)	a	4,72	1,04	0,334	0,083	0,00154	0,00009	14,48	0,312
S301 (7-7,35)	a	-	-	-	-	-	-	50,13	0,341
S302 (10,7-11,3)	a	0,97	1,55	0,53	0,13	0,00179	0,00011	2,73	0,36
S302 (6,5-7)	a	2,31	1,49	0,597	0,076	0,00173	0,00033	1,63	0,177
S303 (6,3-6,65)	a	2,15	1,35	0,551	0,076	0,00178	0,00069	4,56	0,302
S303 (9-9,35)	a	2,29	1,75	0,699	0,116	0,00209	0,00014	1,82	0,406
S305 (13-13,5)	a	1,60	1,51	0,622	0,090	0,00222	0,00023	5,1	0,59
S305 (19,1-19,6)	a	1,27	1,32	0,437	0,068	0,00175	0,00049	4,74	0,483
S305 (5-5,35)	a	0,61	0,93	0,341	0,050	0,00564	0,00011	3,37	0,303
S305 (8-8,5)	a	2,73	1,74	1,011	0,096	0,00277	0,00031	10,19	0,168
S306 (11-11,5)	a	-	-	-	-	-	-	7,73	0,47
S306 (4,8-5,3)	a	2,09	1,13	0,353	0,058	0,00241	0,00029	7,77	0,166
S307 (10,8-11,3)	a	1,66	1,80	0,967	0,121	0,00257	0,00027	1,92	0,576
S307 (16-16,5)	a	0,55	1,30	0,463	0,079	0,00274	0,00052	3,67	0,989
S307 (4,8-5,3)	a	3,70	1,32	0,503	0,048	0,00180	0,00089	4,49	0,2
S308 (10-10,5)	a	-	-	-	-	-	-	2,94	0,57
S308 (5,5-6)	a	1,88	1,73	0,612	0,084	0,00321	0,00061	3,53	0,322

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	OCR	e_0	C_c	C_r	m_v (cm ² /N)	C_v (cm ² /s)	φ (°)	c (kN/m ²)
S309 (8,6-9,1)	a	-	-	-	-	-	-	5,47	0,484
S315 (4,2-4,7)	a	4,28	1,87	0,819	0,113	0,00393	0,00027	6,24	0,388
S315 (7,1-7,6)	a	1,17	1,39	0,510	0,068	0,00275	0,00045	4,56	0,616
S318 (5,6-6,1)	a	1,59	1,30	0,481	0,057	0,00266	0,00042	11,21	0,631
S318 (8,5-9)	a	0,87	1,28	0,370	0,051	0,00205	0,00018	5,84	0,509
S333 (4,7-5)	a	0,59	1,09	0,385	0,053	0,00706	0,00027	7,04	0,081
S333 (7,5-7,8)	a	2,55	1,55	0,865	0,129	0,00247	0,00021	-	-
S335 (7,2-7,5)	a	0,55	1,69	0,604	0,105	0,00806	0,00018	2,93	0,243
S336 (4,6-4,9)	a	1,82	1,46	0,659	0,099	0,00306	0,00027	-	-
S336 (7,5-7,8)	a	1,31	1,12	0,595	0,052	0,00291	0,00055	17,76	0,083
S337 (5,5-6)	M	2,05	0,62	0,15	0,02	0,00077	0,00064	14,26	0,129
S339 (7-7,5)	M	-	-	-	-	-	-	12,11	0,737
S349 (7-7,5)	a	1,17	1,85	0,555	0,067	0,00488	0,00026	1,73	0,099
S350 (6,5-7)	a	1,38	2,02	0,909	0,113	0,00517	0,00032	1,92	0,094
S351 (6-6,5)	a	1,89	1,55	0,627	0,101	0,00215	0,00022	3,1	0,126
S352 (7-7,5)	a	1,23	1,47	0,584	0,077	0,00440	0,00042	11,2	0,066
S353 (7-7,5)	a	1,37	1,42	0,611	0,110	0,00237	0,00022	6,79	0,108
S355 (8,5-9)	a	1,79	0,98	0,28	0,05	0,00173	0,00028	3,86	0,275
S357 (6,5-7)	a	1,90	0,60	0,100	0,022	0,00085	0,00028	4,73	0,581
S358 (7,4-7,7)	a	1,20	1,03	0,156	0,044	0,00148	0,00144	7,7	0,363
S359 (7-7,5)	M	1,03	0,91	0,279	0,069	0,00260	0,00017	3,75	0,334
S360 (7-7,5)	a	1,11	1,84	0,689	0,147	0,00408	0,00015	7,99	0,025
S361 (7-7,5)	a	2,34	1,41	0,871	0,090	0,00293	0,00022	10,5	0,045
S362 (6-6,5)	a	1,57	1,40	0,599	0,101	0,00390	0,00009	2,89	0,112
S363 (7-7,5)	a	1,56	0,81	0,236	0,051	0,00237	0,00013	10,8	0,236
S401 (5-5,5)	a	1,89	0,95	0,454	0,038	0,00183	0,00038	-	-
S406 (4,5-5)	M	1,73	0,32	0,09	0,01	0,00064	0,00023	-	-
S407 (5-5,5)	M	2,17	0,25	0,15	0,02	0,00052	0,00049	-	-
S408 (5-5,5)	a	1,53	1,03	0,431	0,057	0,00197	0,00055	-	-
S413 (5-5,5)	M	0,81	0,46	0,05	0,01	0,00071	0,01913	-	-
S415 (5-5,6)	a	1,89	1,95	0,882	0,147	0,00426	0,00012	-	-
S417 (5-5,4)	a	3,02	1,48	0,688	0,120	0,00299	0,00023	-	-

e_0 – índice de vazios inicial; OCR – Over Consolidation Ratio; c_c – índice de compressibilidade; c_r – índice de recompressibilidade; m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica; c_v – coeficiente de consolidação; φ – ângulo de resistência ao corte não drenado; c – coesão não drenada

a) Distribuição granulométrica e limites de consistência

Na Figura 10 e na Figura 11 apresentam-se as curvas granulométricas dos solos colhidos, respetivamente, nos poços e nas sondagens realizadas em estudos anteriores. Na Figura 12 encontram-se representados o LL e o IP na carta de plasticidade de Casagrande.

Das análises granulométricas realizadas é possível verificar que, nas aluviões, existe uma diferença muito marcada entre os solos lodosos (cor azul-claro), que contêm em média o 85% de finos, e os solos mais arenosos (cor azul-escuro), com quantidade de finos menor de 15% e de areia superior a 80%. Nos aterros (cor castanha) e nos materiais do Miocénico (cor amarela), as componentes de finos e areia têm uma grande variação em percentagem.

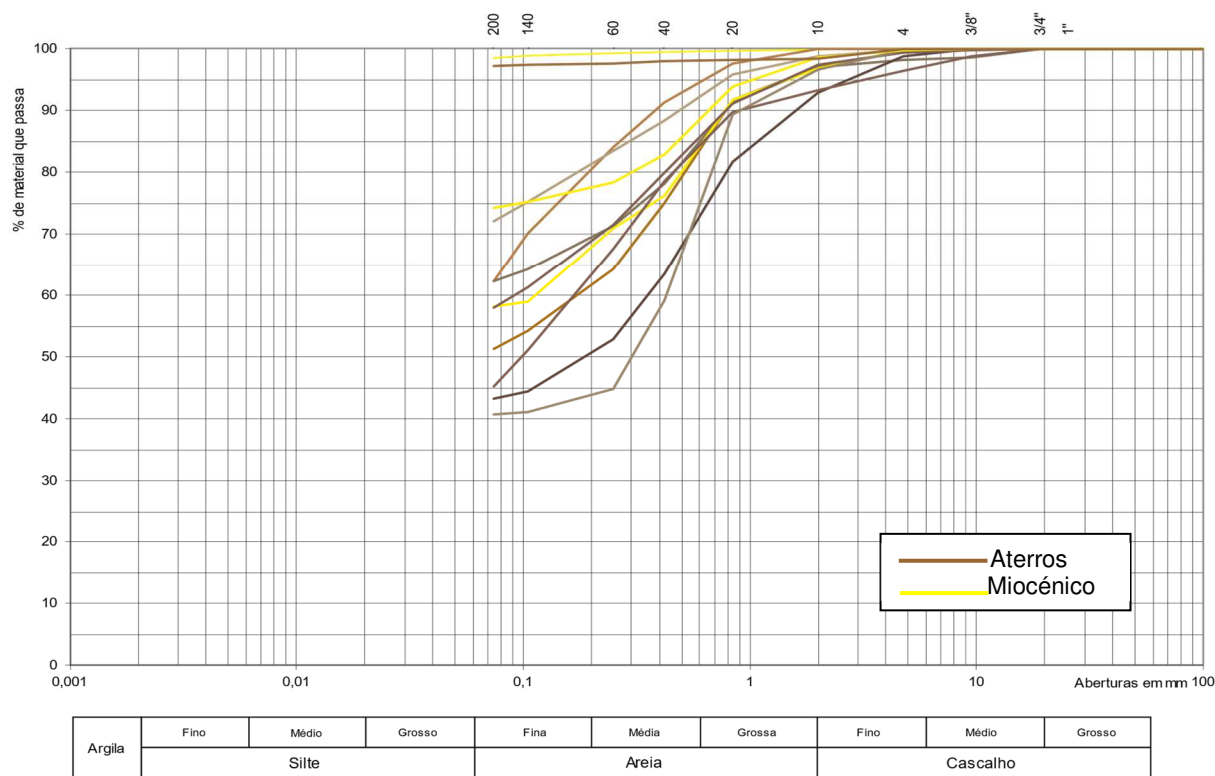


Figura 10 – Curvas granulométricas dos solos colhidos nos poços realizados em estudos anteriores.

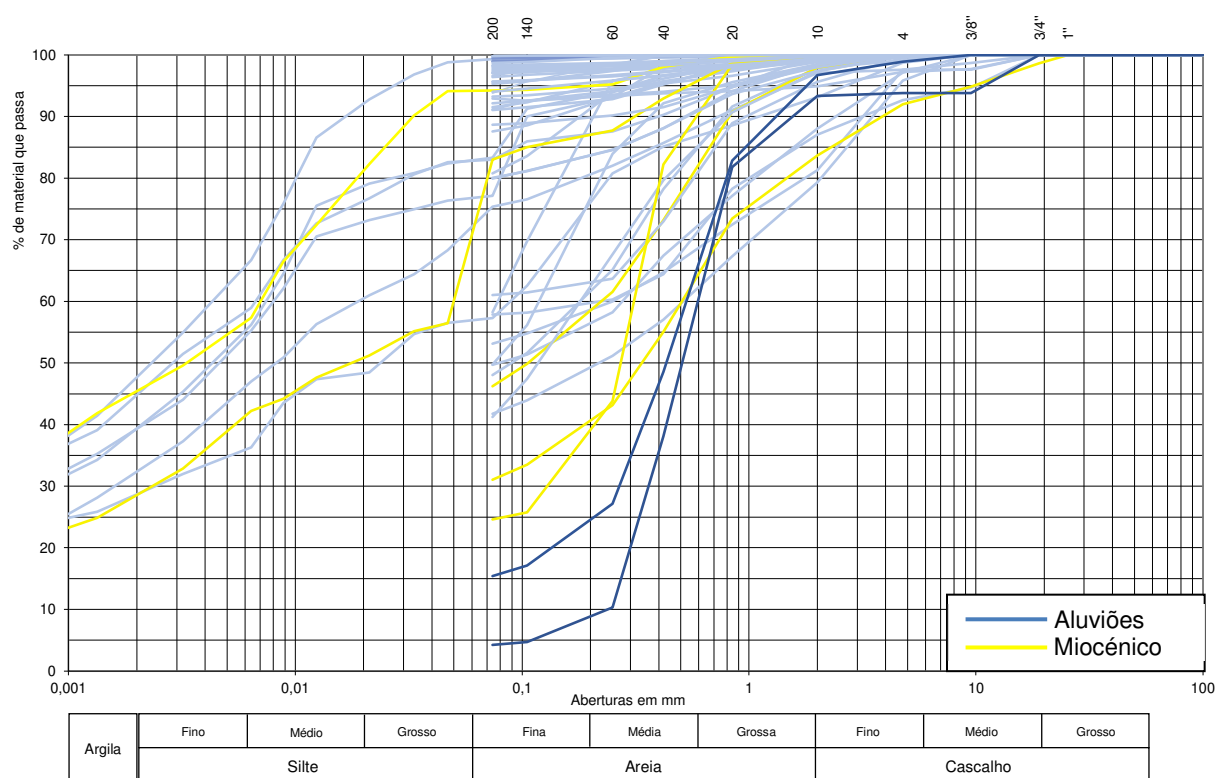


Figura 11 – Curvas granulométricas dos solos ensaiados nas sondagens realizadas em estudos anteriores.

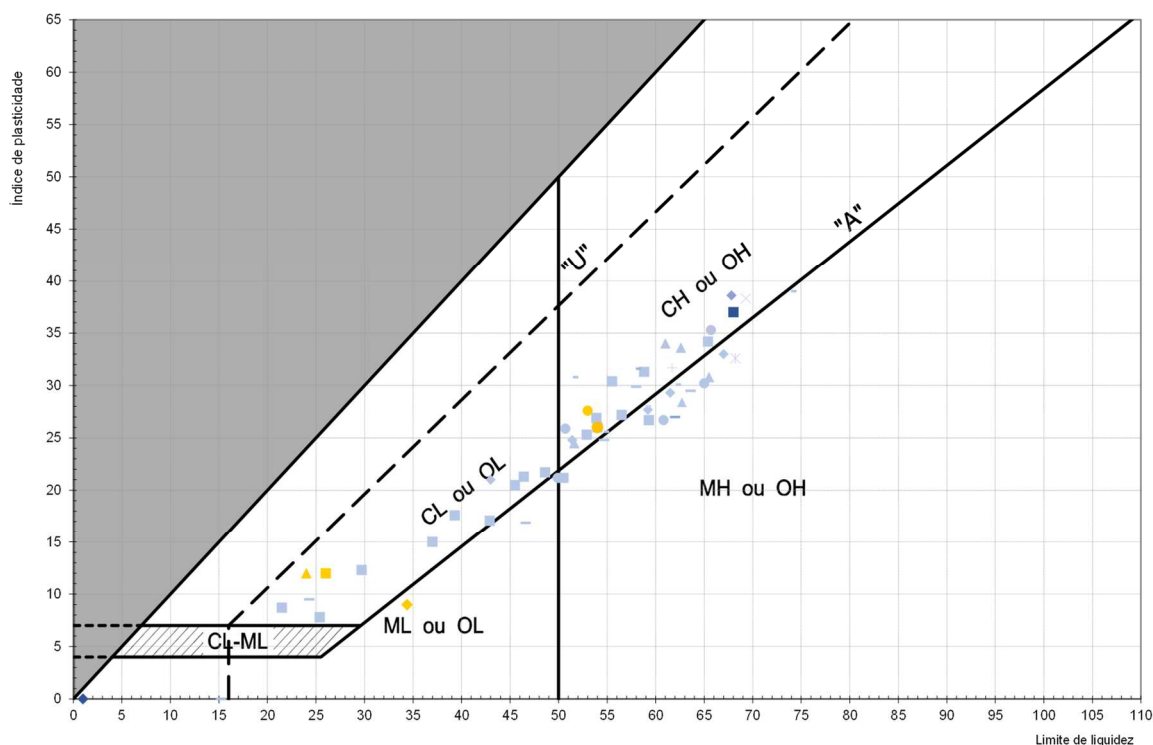
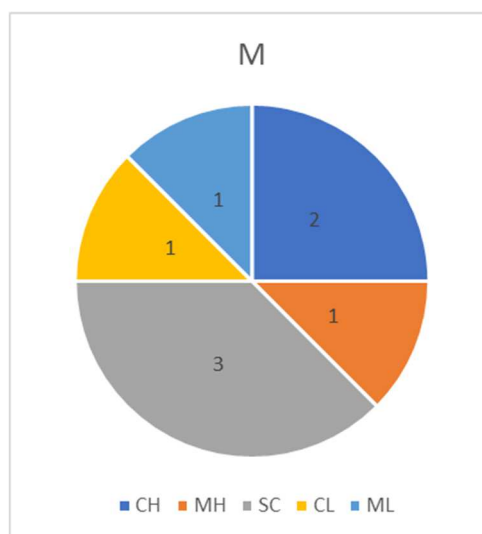
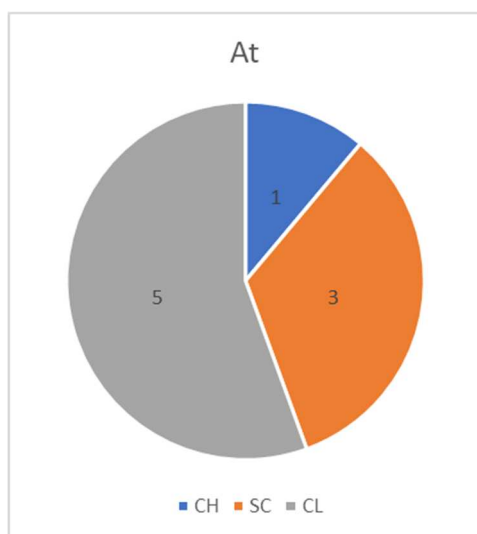


Figura 12 - Carta de plasticidade com os limites de consistência dos solos colhidos nas sondagens realizadas em estudos anteriores.

Os resultados das análises granulométricas e dos ensaios de determinação dos limites de consistência ou de Atterberg permitiram classificar os solos amostrados de acordo com a classificação USCS (Unified Soil Classification System), segundo a norma ASTM D2487-06. A síntese da classificação das amostras ensaiadas por unidade estratigráfica apresenta-se na Figura 13.



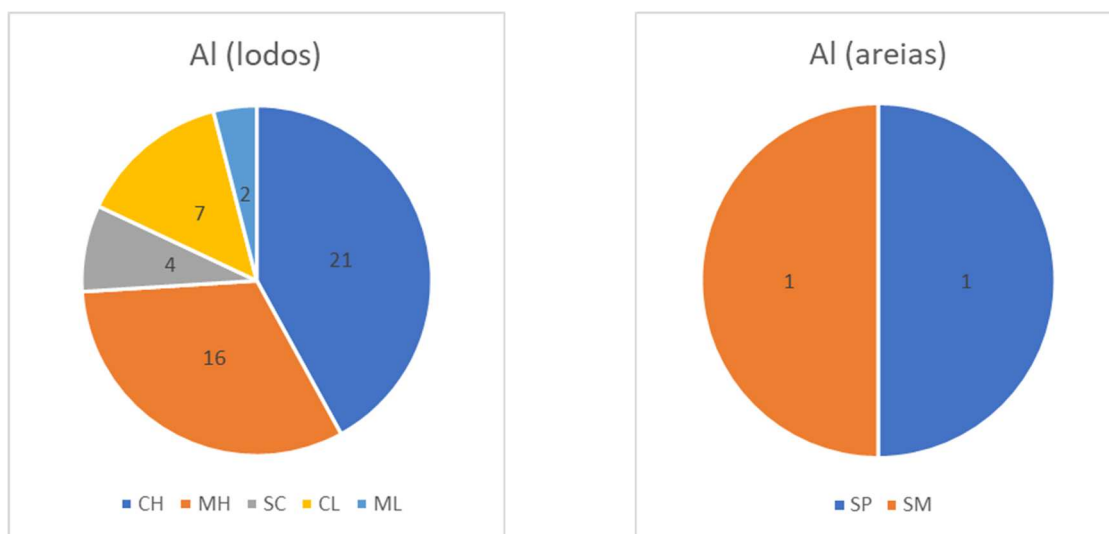


Figura 13 – Classificação USCS dos solos ensaiados: aterros (At); Miocénico (M); aluviões (a)

A maioria das amostras colhidas nas aluviões (Al) corresponde a solos lodosos, classificados como argilas gordas (CH) ou siltes elásticos (MH).

b) Teor em água e densidade das partículas sólidas

Apresenta-se no Quadro 18 a análise estatística dos valores de teor em água e densidade das partículas sólidas das amostras colhidas nas aluviões. Em 40% das amostras, o teor em água (w) obtido é superior ao limite de liquidez LL , indicando que os solos apresentam um comportamento líquido.

Quadro 18 – Análise estatística dos valores de teor em água (w) e densidade das partículas sólidas (G_s) obtidos nas aluviões.

	w (%)	G_s
Máximo	112,8	2,70
Mínimo	16,5	2,53
Média	53,8	2,62
Desvio padrão	15,18	0,04
COV	0,28	0,02

c) Ensaio de corte direto não drenado

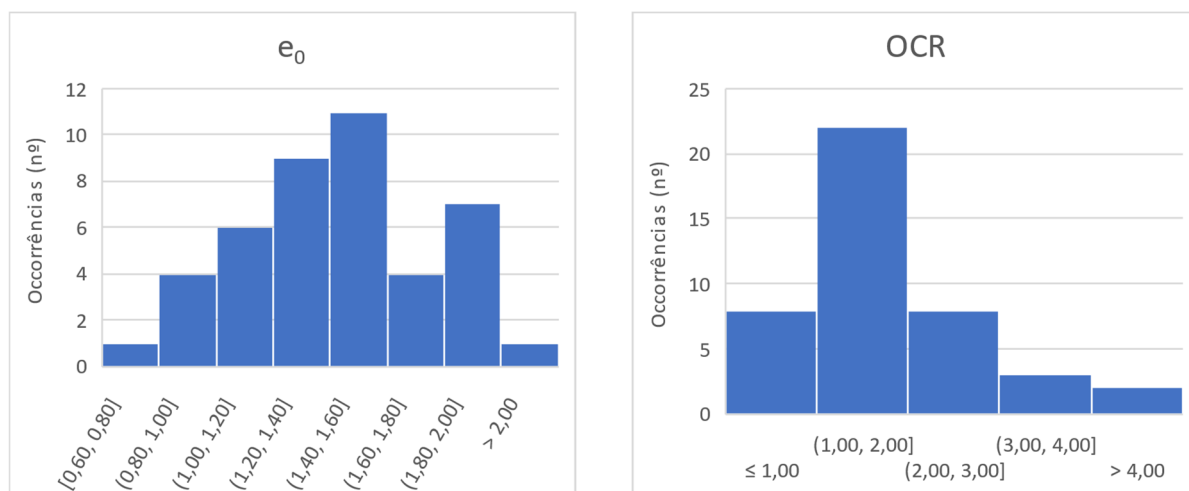
Na análise dos ensaios de corte direto não drenado, derivou-se a envolvente de rotura em cada provete a partir dos dados de tensão de confinamento/tensão deviatórica resultantes. Apresenta-se no Quadro 19 a análise estatística dos valores não drenados de ângulo de resistência ao corte e coesão das amostras colhidas nas aluviões.

Quadro 19 – Análise estatística dos parâmetros de resistência obtidos nas aluviões (ϕ – ângulo de resistência ao corte não drenado; c – coesão não drenada).

	ϕ (°)	c (kPa)
Máximo	17,8	1,0
Mínimo	0,6	0,0
Média	5,6	0,3
Desvio padrão	3,86	0,22
COV	0,69	0,65

d) Ensaio edométrico

Os resultados dos ensaios edométricos foram tratados para calcular o índice de vazios do terreno natural (e_0), a tensão de pré-consolidação, usando a construção de Casagrande, e a razão de sobreconsolidação (OCR). Nas amostras de aluviões obteve-se um índice de vazios médio de 1,41 e um OCR entre 0,5 e 4,7, indicando tratar-se de um material normalmente consolidado a levemente sobreconsolidado (Figura 14).



Os dados correspondem, em geral, a amostras muito perturbadas, portanto, para o cálculo dos parâmetros de consolidação, foi efetuada a correção da perturbação de Schmertmann. No Quadro 20 indica-se a análise estatística dos índices de compressibilidade (c_c) e de recompressibilidade (c_r) e os coeficientes de compressibilidade volumétrica (m_v) e de consolidação (c_v) calculados para as amostras colhidas nas aluviões.

Quadro 20 – Análise estatística dos parâmetros de compressibilidade obtidos nas aluviões

	c_c	c_r	m_v (cm^2/N)	c_v (cm^2/s)
Máximo	1,011	0,147	0,00806	0,00144
Mínimo	0,100	0,022	0,00085	0,00008
Média	0,570	0,085	0,00311	0,00032
Desvio padrão	0,22	0,03	0,0016	0,0002
COV	0,38	0,37	0,52	0,77

c_c – índice de compressibilidade; c_r – índice de recompressibilidade; m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica; c_v – coeficiente de consolidação

Os valores do índice de compressibilidade enquadram-se nos valores típicos para este tipo de material e são coerentes com as correlações empíricas patentes na literatura e calculadas com valores médios de laboratório (Quadro 21). Na maioria dos ensaios foi realizada apenas uma etapa de descarga/recompressão, portanto o índice de recompressibilidade calculado pode não ser representativo, no entanto, apresenta valores dentro do intervalo $1/5 - 1/10$ do C_c , o que está de acordo com estudos de Ladd (1971).

Quadro 21 – Resultado de correlações empíricas pelo cálculo do coeficiente de compressão (c_c) nas aluviões

Correlação	Fórmula	C_c
Hough (1957)	$c_c = 0.3(LL - 0,27)$	0,317
Terzaghi e Peck (1967)	$c_c = 0.009(LL/100 - 10)$	0,085
Sowers (1970)	$c_c = 0.75(e_0 - 0,5)$	0,619
Azzouz et al. (1976)	$c_c = 0.4(e_0 - 0,25)$	0,430

9.3 PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA PRESENTE EMPREITADA

9.3.1 PROSPEÇÃO PARA AUSCULTAÇÃO DA PLATAFORMA DE VIA

Conforme foi referido, no âmbito do presente projeto, pretende-se construir, em substituição da VAO existente, duas novas linhas e manter as linhas VAE e VDE, cuja construção data de 2006, embora com algumas intervenções.

Deste modo, foi realizada, na fase de Estudo Prévio, uma campanha de prospeção para auscultação da plataforma de via, entre abril e maio de 2023, com o objetivo reconhecer o estado atual da plataforma das vias-férreas existentes, mediante a caracterização física dos materiais que as constituem e do respetivo comportamento mecânico.

É de referir que, aquando da realização destes trabalhos, se encontrava ainda em discussão as intervenções a realizar nas vias existentes (atuais VAE e VDE), pelo que se optou por realizar a maioria dos trabalhos nestas vias, deixando algumas quantidades na atual VAO, para avaliação do seu eventual aproveitamento. Os locais dos trabalhos a realizar foram definidos com base nas informações da manutenção, fornecidas pela IP.

Foram realizados 12 poços de auscultação de via (PAV), cuja localização em planta pode ser verificada nos desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.003 ao PF0223.PE.01.07.02.00.044, associados a outros tantos ensaios *in situ* (PDL e ECP) e a ensaios de caracterização laboratorial. Com estes trabalhos, foram avaliadas as espessuras das diversas camadas existentes (balastro, sub-balastro e calo de via), assim como a natureza, grau de compactação e módulo de deformabilidade dos materiais. Estes trabalhos encontram-se sintetizados no Quadro 22.

Quadro 22 - Trabalhos de prospeção e ensaios realizados *in situ* e em laboratório para auscultação da via.

Designação	Quantidade	Norma
Poços superficiais	12	-
Ensaio <i>in situ</i>		
Ensaio de Carga com Placa (ECP)	12	NF P 94-117-1
Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL)	14	EN ISO 22476-2:2005
Ensaio de laboratório		
Análise granulométrica por peneiração	12	LNEC E 239-1970
Limites de <i>Atterberg</i> (LL e LP)	12	NP 143-1969
Determinação da densidade das partículas	12	EN ISO 17892-3:2015
Equivalente de Areia (EA)	12	LNEC E199-1967
Azul de metileno (VBS)	12	NF P 18-592
Ensaio de compactação, <i>Proctor</i> modificado	6	LNEC E197-1966
Ensaio CBR	6	LNEC E196-1967
Teor em Água Natural (ω_{nat})	6	NP 84:1965

9.3.1.1 Poços de Auscultação de Via

Os 12 poços de auscultação de via (PAV) foram realizados manualmente ao longo do traçado da Linha do Norte, entre os PK 34+920 e PK 46+185, quer na VAO existente, quer na VDE existente. É de referir que se considera que, dada a limitação da quantidade de trabalhos de prospeção e dada a proximidade das linhas VAE e VDE, que fazem parte de uma mesma plataforma, os resultados obtidos numa linha, no caso VDE, são representativos da situação ocorrente na outra linha (VAE).

As espessuras das diversas camadas foram medidas, tendo como referência o topo do carril da fila baixa em cada local.

Em cada um dos poços, com exceção de um, foi recolhida uma amostra remexida dos solos para realização de ensaios laboratoriais e um registo fotográfico do trabalho realizado. O Quadro 23 resume as características dos poços realizados.

Os poços de auscultação de via atingiram profundidades entre 0,90 e 1,50 m. Dos 12 poços executados, apenas dois (PAV01 e PAV04) foram realizados num clima húmido, e apenas no PAV02 foi detetado o nível de água, a 3,8 m de profundidade, no caso, durante a realização do ensaio PDL.

Em todos os poços realizados, com exceção do poço PAV06, foi recolhida uma amostra remexida de solos, num total de 12, sendo que no poço PAV08, foram recolhidas duas amostras de camadas distintas. O Quadro 24 apresenta a descrição das amostras remexidas recolhidas *in situ* para posterior análise em laboratório.

No Anexo 2.1 podem ser verificados os resultados detalhados dos poços de auscultação de via realizados.

Quadro 23 - Características dos poços de auscultação de via

Poço	PK	Designação da Via		Prof. relativamente ao topo do carril da fila baixa (m)	Espessura do balastro (abaixo da travessa) (m)	Nível de Água (m)	Clima	Recolha de amostras remexidas (Profundidade e [m])	Observações de campo
		Existente	Projeto						
PAV01	34+920	VDE	VD-R	1,30	0,49	N.I.	Húmido	1 (0,90 – 1,3 m)	A linha encontra-se implantada num aterro de pequena altura, admitindo estar materializada por materiais britados (areia grossa com cascalho)
PAV02	36+200	VAO	VA-R	0,90	0,18	3,8	Seco	1 (0,74 – 0,90 m)	Nível de água identificado, após realização do ensaio PDL, a 3,8 m de profundidade, utilizando o topo dos solos de fundação como referência
PAV03	36+780	VAO	VA-R	1,06	0,20	N.I.	Seco	1 (0,90 – 1,06 m)	-
PAV04	37+815	VDE	VD-R	1,04	0,33	N.I.	Húmido	1 (0,74 – 1,04 m)	-
PAV05	39+485	VDE	VD-R	1,07	0,37	N.I.	Seco	1 (0,78 – 1,07 m)	-
PAV06	39+805	VDE	VD-R	1,22	0,82	N.I.	Seco	-	Zona ensaiada em perfil de aterro de baixa altura em ambos os lados da linha. Não foram recolhidas amostras. Ensaio PDL realizado no limite exterior do passeio.
PAV07	39+965	VDE	VD-R	1,10	0,57	N.I.	Seco	1 (0,98 – 1,10 m)	-
PAV08	40+600	VAO	VA-R	0,95	0,16	N.I.	Seco	2 (0,60 – 0,80 m) (0,80 – 0,95 m)	Local situado em zona de transição escavação - rasante

Poço	PK	Designação da Via		Prof. relativamente ao topo do carril da fila baixa (m)	Espessura do balastro (abaixo da travessa) (m)	Nível de Água (m)	Clima	Recolha de amostras remexidas (Profundidade e [m])	Observações de campo
		Existente	Projeto						
PAV09	45+670	VAO	VA-R	1,15	-	N.I.	Seco	1 (0,70 – 1,00 m)	Local situado em zona de transição escavação - rasante
PAV10	45+850	VDE	VD-R	1,40	0,74	N.I.	Seco	1 (1,15 – 1,40 m)	-
PAV11	46+075	VDE	VD-R	1,50	0,59	N.I.	Seco	1 (1,05 – 1,50 m)	-
PAV12	46+185	VDE	VD-R	1,25	0,44	N.I.	Seco	1 (1,12 – 1,25 m)	Ensaio PDL adicional realizado nos solos de fundação, junto à saia do balastro

N.I. – Não identificado

Quadro 24 - Características das diferentes amostras recolhidas nos poços de auscultação de via.

Poço	Profundidade de colheita relativamente ao topo do carril da fila baixa (m)	Espessura (m)	Camada de proveniência	Descrição/observações
PAV01	0,90 – 1,30	0,40	Sub-balastro	Areia grosseira, britada, de granitos com cascalho (1 – 3 cm). Pouco húmida e sem plasticidade.
PAV02	0,74 – 0,90	0,16	Coroamento	Areia média a grosseira, siltosa com seixos ($D_{\max} = 1$ cm), sem plasticidade, de cor amarela.
PAV03	0,90 – 1,06	0,16	Coroamento	Areia média a grosseira, argilosa, pouco plástica de cor amarela a acastanhada. Húmida.
PAV04	0,74 – 1,04	0,30	Sub-balastro	Areia grosseira, britada, de granitos com cascalho (1 – 3 cm). Pouco húmida e sem plasticidade.
PAV05	0,78 – 1,07	0,29	Sub-balastro	Areia fina a grosseira, britada, granítica, micácea ($D_{\max} = 3$ cm), cor cinzenta. Camada compacta, de difícil escavação com meios manuais, seca e sem plasticidade.
PAV06	-	-	-	(Não foi possível colher amostra)
PAV07	0,98 – 1,10	0,12	Sub-balastro	Areia fina a grosseira, britada, granítica, micácea ($D_{\max} = 3$ cm), cor cinzenta. Camada compacta, de difícil escavação com meios manuais.
PAV08	AM1 0,60 – 0,80	0,20	Coroamento	Areia média siltosa, pouco plástica de cor amarela. Pouco húmida
	AM2 0,80 – 0,95	0,15	Solos de fundação	Argila cinzenta, plástica e rija.
PAV09	0,70 – 1,00	0,30	Coroamento	Areia grosseira, britada, de granitos com cascalho (1 – 3 cm). Pouco húmida e sem plasticidade.
PAV10	1,15 – 1,40	0,25	Sub-balastro	Areia fina a grosseira, britada, granítica, micácea ($D_{\max} = 3$ cm) de cor cinzenta. Camada muito compacta, de difícil escavação, seca e sem plasticidade.
PAV11	1,05 – 1,50	0,45	Sub-balastro	Areia fina a grosseira, britada, granítica, micácea ($D_{\max} = 3$ cm) de cor cinzenta. Camada muito compacta, de difícil escavação, seca e sem plasticidade.
PAV12	1,12 – 1,25	0,13	Coroamento	Calcário compactado de cor amarelada a alaranjada, com areia argilosa pouco plástica e húmida. Camada muito compacta, de difícil escavação com meios manuais.

9.3.1.2 Ensaios *in situ*

Conforme referido anteriormente, no decorrer da execução dos poços de reconhecimento, foram realizados dois ensaios *in situ*, o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL) e o Ensaio de Carga em Placa (ECP), cujos resultados se descrevem em seguida.

PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO (PDL)

O ensaio com recurso ao Penetrómetro Dinâmico pode ser aplicado com diferentes configurações (ligeiros e pesados), que dependem essencialmente da geologia onde se pretende executar o ensaio. Uma vez que a Linha do Norte, entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja se situa sobreposta a maciços terrosos, foi aplicado o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro. Este ensaio consiste na cravação

continua de uma ponteira de formato cónico através da queda de um pilão, registando o número de pancadas, $N_{(10)}$, para cada intervalo de penetração. A massa do pilão, a altura de queda e o intervalo de penetração estão relacionadas com o tipo de Penetrómetro que se pretende utilizar, cujas características se encontram referidas no Quadro 25.

Quadro 25 - Dimensões e massa do equipamento envolvido no Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL).

Massa do Pilão	10,0 kg
Altura de Queda	0,5 m
Massa das Varas	3,0 kg
Comprimento das Varas	1,0 m
Massa da Batente e Vara guia	6,0 kg
Intervalo de Registo/Penetração	0,1 m

Este ensaio permite estimar, a partir do número de pancadas realizadas ($N_{(10)}$), a resistência dinâmica aparente (r_d) e a resistência dinâmica de ponta (q_d), gerando um perfil contínuo de ditas resistências. O Quadro 26 apresenta as características dos ensaios PDL realizados nos diferentes poços.

Quadro 26 - Características dos ensaios PDL realizados.

Ensaio/Poço	Designação da Via		PK	Profundidade de início do ensaio relativamente ao topo do carril da fila baixa (m)	Profundidade atingida pelo ensaio (m)
	Existente	Projeto			
PDL PAV01	VDE	VD-R	34+920	1,05	0,28
PDL PAV02	VAO	VA-R	36+200	0,74	4,00
PDL PAV03	VAO	VA-R	36+780	0,90	4,00
PDL PAV04	VDE	VD-R	37+815	1,05	0,01
PDL PAV05	VDE	VD-R	39+485	1,07	0,05
PDL PAV06*	VDE	VD-R	39+805	1,22	0,30
PDL PAV07	VDE	VD-R	39+965	0,98	0,20
PDL PAV08	VAO	VA-R	40+600	0,65	0,50
PDL PAV09	VAO	VA-R	45+670	1,00	0,15
PDL PAV10	VDE	VD-R	45+850	1,15	0,11
PDL PAV10-1	VDE	VD-R	45+850	1,40	0,01
PDL PAV11	VDE	VD-R	46+075	1,00	0,48
PDL PAV12	VDE	VD-R	46+185	1,12	0,01
PDL PAV12-1**	VDE	VD-R	46+185	0,85	0,20

*Ensaio realizado no limite exterior do passeio devido à presença de elementos enterrados nas proximidades da linha férrea. No último avanço cravou 5 cm, com $N_{(10)} \geq 100$.

**Ensaio realizado junto à saia do balastro. No último avanço cravou 5 cm, com $N_{(10)} \geq 100$.

Os resultados dos Ensaios do Penetrómetro Dinâmico Ligeiro encontram-se no Anexo 2.2.

ENSAIO DE CARGA COM PLACA (ECP)

O Ensaio de Carga com Placa (ECP) permite estimar o deslocamento vertical de um ponto à superfície de uma amostra de solo, situado no centro gravítico de uma placa rígida, de Ø60 cm, carregada verticalmente. Assim, é possível medir as deflexões do material e as respetivas tensões, gerando uma curva de carga-assentamento, a partir da qual é possível determinar o módulo de deformabilidade vertical (E_v) e o módulo de reação (K_s), que define a elasticidade superficial de um solo, quando submetido a uma carga. O Quadro 27 apresenta uma síntese dos resultados obtidos nos diferentes ensaios ECP.

Quadro 27 - Resultados do Ensaio de Carga com Placa (ECP).

Ensaio	Poço	PK	Prof. de execução do ensaio relativamente ao topo do carril da fila baixa (m)	Camada ensaiada	E_{v1}	E_{v2}	E_{v2}/E_{v1}
ECP5	PAV01	34+920	0,90	Coroamento	43,1	89,2	2,07
ECP1	PAV02	36+200	0,57	Coroamento	25,7	53,5	2,08
ECP2	PAV03	36+780	0,59	Coroamento	39,7	82,6	2,08
ECP6	PAV04	37+815	0,76	Coroamento	39,6	61,4	1,55
ECP7	PAV05	39+485	0,78	Coroamento	86,3	173,2	2,01
ECP9	PAV06	39+805	1,22	Coroamento	122,7	113,3	0,92
ECP12	PAV07	39+965	0,98	Coroamento	104,2	176,7	1,70
ECP3	PAV08	40+600	0,57	Coroamento	19,0	34,0	1,79
ECP4	PAV09	45+670	0,64	Coroamento	31,7	77,5	2,44
ECP11	PAV10	45+850	1,15	Coroamento	251,0	251,4	1,01
ECP10	PAV11	46+075	1,00	Coroamento	38,9	70,1	1,80
ECP8	PAV12	46+185	1,12	Coroamento	83,7	152,3	1,82

No Anexo 2.3 são apresentados os relatórios dos vários ensaios de carga com placa realizados nos diferentes poços.

9.3.1.3 Ensaios laboratoriais

As amostras remexidas recolhidas nos poços de auscultação de via (PAV) foram sujeitas a vários ensaios laboratoriais de identificação e de caracterização, conforme consta no Quadro 28, cujos resultados se apresentam no Quadro 29. Os boletins destes ensaios constam no Anexo 2.4.

Quadro 28 - Ensaaios laboratoriais realizados sobre as amostras remexidas recolhidas nos PAV.

Poço	Ensaio laboratorial							
	Análise granulométrica por peneiração	Limites de Atterberg (LL e LP)	Determinação da densidade das partículas	Equivalente de Areia	Azul de Metileno	Ensaio de Compactação (Proctor modificado)	Ensaio CBR	Teor em Água Ótimo*
PAV01	1	1	1	1	1	-	-	-
PAV02	1	1	1	1	1	1	1	1
PAV03	1	1	1	1	1	1	1	1
PAV04	1	1	1	1	1	-	-	-
PAV05	1	1	1	1	1	1	1	1
PAV06**	-	-	-	-	-	-	-	-
PAV07	1	1	1	1	1	-	-	-
PAV08 (AM1)	1	1	1	1	1	-	-	-
PAV08 (AM2)	1	1	-	1	1	1	1	1
PAV09	1	1	1	1	1	-	-	-
PAV10	1	1	1	1	1	1	1	1
PAV11	1	1	1	1	1	-	-	-
PAV12	1	1	1	1	1	1	1	1
Total	12	12	11	12	12	6	6	6

*Teor em água ótimo obtido através de compactação pesada

**Não foram recolhidas amostras, não tendo sido realizados ensaios de laboratório

Quadro 29 – Resultados dos ensaios laboratoriais realizados sobre as amostras recolhidas nos PAV

Poço	Designação da Via		Camada de proveniência	Granulometria			Cu	Cc	Limites de Atterberg*			Gs (g/cm ³)	EA (%)	VBS (g/100g solo)	CBR (%)	ω_{nat} (%)	ω_{opt} (%)
	Existente	Projeto		Cascalho (%)	Areia (%)	Finos (%)			LL (%)	LP (%)	IP (%)						
PAV01	VDE	VD-R	Sub-balastro	34,3	54,6	11,1	23	1	-	-	NP	2,658	57	0,1	-	-	-
PAV02	VAO	VA-R	Coroamento	17,3	68	14,7	12		-	-	NP	2,617	38	0,4	43	7,2	7,7
PAV03	VAO	VA-R	Coroamento	20,8	65,5	13,7	18	2	-	-	NP	2,640	28	0,3	50	7,2	7
PAV04	VDE	VD-R	Sub-balastro	37,6	53	9,4	23	1,4	-	-	NP	2,650	58	0,3	-	-	-
PAV05	VDE	VD-R	Sub-balastro	45,2	45	9,8	31	0,8	-	-	NP	2,691	57	0,1	49	4,1	7,5
PAV06**	VDE	VD-R	-	-	-	-	-	-	-	-	NP	-	-	-	-	-	-
PAV07	VDE	VD-R	Sub-balastro	45,5	44,9	9,6	31	1	-	-	NP	2,665	57	0,1	-	1,1	-
PAV08 (AM1)	VAO	VA-R	Coroamento	34,5	55,7	9,8	21	1	-	-	NP	2,693	55	0,1	-	-	-
PAV08 (AM2)	VAO	VA-R	Solos de fundação	0	37,8	62,2	3,5	1	-	-	NP	-	36	0,9	13	17,5	9,5
PAV09	VAO	VA-R	Coroamento	45,5	44,7	9,8	34	1	-	-	NP	2,650	55	0,1	-	1,1	-
PAV10	VDE	VD-R	Sub-balastro	47,7	43,6	8,7	30	1	-	-	NP	2,697	56	0,1	48	2,2	6,8
PAV11	VDE	VD-R	Sub-balastro	53,1	36,5	10,4	49	1,6	-	-	NP	2,722	39	0,1	-	-	-
PAV12	VDE	VD-R	Coroamento	54,9	29,8	15,3	103	1,5	-	-	NP	2,674	21	0,1	36	3,5	5,9

*Não foi possível realizar o Limite de Plasticidade e de Liquidez

**Não foram recolhidas amostras, não tendo sido realizados ensaios de laboratório

Tendo e conta os resultados laboratoriais obtidos, procedeu-se à classificação dos materiais de acordo com as seguintes classificações geotécnicas (Quadro 30):

- Classificação para fins Ferroviários (EN 16907-2), associada à classificação QSi;
- Classificação Rodoviária (AASHTO),
- Classificação Unificada de Solos (ASTM D 2487-93) e
- Classificação GTR (LCPC).

Quadro 30 - Classes dos solos das amostras recolhidas nos PAV.

Poço	PK	Designação da Via		Camada	EN 16907-2 / QSi*	AASHTO	ASTM D 2487-93	GTR (LCPC)
		Existente	Projeto					
PAV01	34+920	VDE	VD-R	Sub-balastro	-	A-1-b(0)	SW - SM	B3
PAV02	36+200	VAO	VA-R	Coroamento	S3 / QS3	A-1-b(0)	SM	B5
PAV03	36+780	VAO	VA-R	Coroamento	S3 / QS3	A-1-b(0)	SM	B5
PAV04	37+815	VDE	VD-R	Sub-balastro	-	A-1-b(0)	SW - SM	B4
PAV05	39+485	VDE	VD-R	Sub-balastro	-	A-1-b(0)	SP - SM	B3
PAV06	39+805	VDE	VD-R	-	-	-	-	-
PAV07	39+965	VDE	VD-R	Sub-balastro	-	A-1-b(0)	SW - SM	B3
PAV08 (AM1)	40+600	VAO	VA-R	Coroamento	S3 / QS3	A-1-b(0)	SW - SM	B3
PAV08 (AM2)	40+600	VAO	VA-R	Solos de fundação	F1 / QS1	A-4(5)	ML	A1
PAV09	45+670	VAO	VA-R	Coroamento	G3 / QS3	A-1-b(0)	SW - SM	B3
PAV10	45+850	VDE	VD-R	Sub-balastro	-	A-1-b(0)	SP - SM	B3
PAV11	46+075	VDE	VD-R	Sub-balastro	-	A-1-a(0)	SW - SM	B3
PAV12	46+185	VDE	VD-R	Coroamento	G3 / QS3	A-1-a(0)	SC - SM	B5

*A classificação do solo EN 16907-2 e QSi foi aplicada somente nas amostras extraídas da camada de coroamento já existente, não se aplicando aos materiais do tipo sub-balastro

9.3.1.4 Informações da manutenção

Foram fornecidas informações cadastrais por parte da IP que têm relevância para a avaliação da qualidade da plataforma, quer ao nível da fundação da superestrutura, quer ao nível da fundação dos aterros.

Essas informações encontram-se descritas nos seguintes elementos:

- Relatório de Acompanhamento e Observação 2021 (RLT.2021.COMC.LN.1), com os anexos TOP Z1 Pk 34, TOP Z3 Pk 40 e TOP Z6 Pk 46;
- Ficheiro Excel “QN Castanheira-Azambuja” com os índices de Qualidade de Via obtidos pela EM-120 relativos ao 1º e 2º semestre de 2022;

- Ficheiro Excel” 2022-09-15_Caraterizacao_Alverca-Azambuja” contendo a informação sobre a caracterização dos ativos Superestrutura de Via, Aparelhos de Via, Catenária, Energia de Tração, Sinalização e Obras de Arte
- Corpo do e-mail da IP “PF0223 - Castanheira/Azambuja - Cadastro de materiais de via” de 25-01-2023, com identificação de pontos críticos do troço em estudo no que respeita ao comportamento da plataforma.

As anomalias consideradas a partir destes elementos estão sistematizadas no Quadro 31 e no Quadro 32, respeitantes às vias existentes, respetivamente, com plataforma mais recente (VAE e VDE) e com plataforma mais antiga (VAO)

Quadro 31 – Anomalias identificadas nos elementos cadastrais da IP (Vias VAE e VDE)

ID	Troço	Documento de origem da informação	Designação da Via		Resumo das anomalias identificadas
			Existente	Projeto	
1	34+710-35+070	RLT.2021.COMC.LN.1	VAE e VDE	VD-L e VD-R	Desde o início da campanha de instrumentação, em 2011, detetaram-se assentamentos neste troço entre 3 e 55 mm, sendo a zona de maiores assentamentos entre os Pk 34+849 e 34+941, atingindo taxas anuais máximas de 5,2 mm/ano.
2	35+600	E-mail de 25-01-2023	VAE e VDE	VD-L e VD-R	Instabilidade na plataforma e na via devido à passagem de tubagem de gás sob as vias.
3	39+310-39+490	RLT.2021.COMC.LN.1	VAE e VDE	VD-L e VD-R	Desde o início da campanha de instrumentação, em 2011, detetaram-se assentamentos neste troço entre 59 e 136 mm, atingindo taxas anuais máximas de 9,6 mm/ano. Observa-se uma altura de balastro bastante significativa, prova dos AMP executados para compensação dos assentamentos verificados no troço.
4	39+820	E-mail de 25-01-2023 e RLT.2021.COMC.LN.1	VAE e VDE	VD-L e VD-R	Junto ao encontro Sul da Ponte de Vila Nova da Rainha, observa-se em ambas as vias, balastro rolado e assentamento diferencial nos carris, devido ao comportamento deficiente da interface entre o aterro e a obra de arte.
5	39+960-40+160	RLT.2021.COMC.LN.1	VAE e VDE	VD-L e VD-R	Desde o início da campanha de instrumentação, em 2011, detetaram-se assentamentos neste troço com um máximo de 31 mm (2,9 mm/ano). Observa-se uma altura de balastro bastante significativa, neste troço, prova dos AMP executados para compensação dos assentamentos verificados.
6	44+100-45+800	E-mail de 25-01-2023	VAE e VDE	VD-L e VD-R	Instabilidade da plataforma gerando defeitos de nivelamento e alinhamento de onda d2.
7	45+860-46+240	RLT.2021.COMC.LN.1			Desde o início da campanha de instrumentação, em 2011, detetaram-se assentamentos neste troço com um máximo de 100 mm (9,4 mm/ano). Observa-se uma altura de balastro bastante significativa, neste troço, prova dos AMP executados para compensação dos assentamentos verificados.
8	46+080	E-mail de 25-01-2023	VDE	VD-R	Existe registo de histórico de ocorrência de instabilidade no encontro sul da Ponte de Valverde na VD.

Quadro 32 – Anomalias identificadas nos elementos cadastrais da IP (Via VAO)

ID	Troço	Documento de origem da informação	Designação da Via		Resumo das anomalias identificadas
			Existente	Projeto	
1	36+620-36+900	E-mail de 25-01-2023	VAO	VA-R	Instabilidade da plataforma com necessidade de AMP reincidente
2	37+800-38+700	E-mail de 25-01-2023	VAO	VA-R	Instabilidade da plataforma, com assentamentos, havendo necessidade de AMP reincidente
3	39+790-39+913	E-mail de 25-01-2023	VAO	VA-R	Deficiências nos encontros dos pontões metálicos existentes
4	40+600-42+000	E-mail de 25-01-2023	VAO	VA-R	Assentamentos na plataforma
5	44+000-45+800	E-mail de 25-01-2023	VAO	VA-R	Instabilidade da plataforma, com assentamentos, havendo necessidade de AMP reincidentes entre os Pk 45+100 e 45+250 e entre os Pk 45+500 e 45+670.
6	39+790-39+913	E-mail de 25-01-2023	VAO	VA-R	Deficiências nos encontros dos pontões metálicos existentes

9.3.1.5 Conclusões da auscultação de via

Tendo em conta os resultados dos poços de auscultação de via e o seu cruzamento com a restante informação referida, indicam-se no Quadro 33 as conclusões retiradas das informações recolhidas nas vias existentes. É de referir que, na altura da execução desta campanha de auscultação de via, ainda decorriam discussões acerca das intervenções nas vias VAE e VDE (futuras VD-L e VD-R), só mais tarde tendo sido bem estabelecido o âmbito das intervenções a realizar nessas linhas, que se encontram discriminadas no capítulo 1.

Nesse sentido, a maior parte das situações identificadas no Quadro 33 não se enquadra no âmbito das intervenções a realizar nas futuras Vias Descendentes. Com efeito, apenas a situação identificada pelo PAV01 está englobada numa dessas intervenções, embora o problema identificado ao nível da fundação não se encontre incluído no escopo deste projeto.

Quadro 33 – Conclusões sobre a auscultação de via

Poço	PK	Considerações	Medida a adotar
PAV01	34+920	Este poço foi realizado num troço da VDE (futura VA-R) onde se têm verificado assentamentos significativos da plataforma. Dado o valor baixo de rigidez da camada de sub-balastro ($E_{v2}=89,2$ MPa), estes assentamentos poderão estar relacionados, não só com o comportamento dos aterros no seu todo, devido aos fenómenos de consolidação secundária da fundação, mas também com a deficiência das características do sub-balastro, uma vez que, além da baixa rigidez, apresenta características granulométricas desadequadas (em termos de percentagem de finos, areias e elementos grosseiros).	No âmbito da intervenção 1, far-se-á a substituição do sub-balastro por materiais com características adequadas. Quanto aos fenómenos de consolidação secundária da fundação, a sua resolução não se encontra incluída no âmbito das intervenções a realizar
PAV02	36+200	Este poço foi realizado numa zona de deficiência geométrica da VAO (futura VD-R), identificada nos resultados da EM120 (índices QN). O ensaio de carga em placa (ECP) revelou que os materiais do calo-de-via têm uma rigidez baixa ($E_{v2}=53,5$ MPa) para servir, por exemplo, como fundação de um futuro sub-balastro. Trata-se, no entanto, de uma zona onde está previsto o alargamento e o alteamento da plataforma para inserção da VD-R, pelo que poderá considerada, na fase seguinte do projeto, a possibilidade de inserção de material de maior rigidez para fazer o “enchimento” e criar condições de rigidez adequadas para fundação do sub-balastro. Estes pressupostos serão avaliados em conjunto com o estudo do comportamento do aterro como um todo, em termos de consolidação e assentamentos.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar

Poço	PK	Considerações	Medida a adotar
PAV03	36+780	Este poço foi realizado numa zona de instabilidade na plataforma da VAO (futura VD-R), com necessidade de AMP reincidente. O ECP revelou que os materiais do calo-de-via têm uma rigidez adequada ($E_{v2}=82,6$ MPa), para servir, por exemplo, como fundação de um futuro sub-balastro. No entanto, esta possibilidade será avaliada em pormenor na fase posterior do estudo, em função dos trabalhos de consolidação que eventualmente venham a ser necessários para o alargamento do aterro e que poderão danificar o calo-de-via existente.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV04	37+815	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R), mas num sítio diferente do inicialmente planeado, por dificuldades logísticas, sendo que a zona onde acabou por ser realizado não estava identificada como tendo anomalias nas informações anteriormente mencionadas. No entanto, o ECP, feito sobre o topo do sub-balastro, revelou um valor de rigidez muito baixo ($E_{v2}=61,4$ MPa) para servir de fundação ao balastro o que poderá motivar a ocorrência futura de defeitos na via.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV05	39+485	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R), numa zona onde se têm verificado assentamentos significativos da plataforma. Dado o valor alto da rigidez do sub-balastro existente ($E_{v2}=173,2$ MPa), estes assentamentos estarão sobretudo relacionados com o comportamento dos aterros no seu todo, devido aos fenómenos de consolidação secundária da fundação do aterro, e não ao nível da fundação do balastro. No entanto, a presença de finos nos horizontes inferiores do balastro (que foi sendo recarregado ao longo do tempo com os AMP) denuncia fenómenos de bombagem de finos (migração ascensional) que diminuem as características de estabilidade do mesmo e poderão ser responsáveis por parte dos defeitos na via.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV06	39+805	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R), numa zona próxima do encontro Sul da Ponte de Vila Nova da Rainha, onde se observa balastro rolado e assentamento diferencial nos carris, devido ao comportamento deficiente da interface entre o aterro e a obra de arte. Admite-se que este poço não tenha conseguido ser totalmente representativo da situação junto ao encontro da ponte (PK 39+820), por ter ficado um pouco distante do local específico (foi feito ao PK 39+805). Analisando o que foi feito, verifica-se que o resultado do ECP revelou que o sub-balastro tem uma rigidez ligeiramente inferior à norma ($E_{v2}=113,3$ MPa), e que existe significativa presença de finos no balastro. Fazendo um exercício de extrapolação para a zona um pouco mais à frente junto ao encontro, poder-se-á admitir que estes dois fenómenos contribuem, pelo menos em parte, para os defeitos da via.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV07	39+965	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R), numa zona onde se têm verificado assentamentos significativos da plataforma. Dado o valor alto da rigidez do sub-balastro existente ($E_{v2}=176,7$ MPa), estes assentamentos estarão sobretudo relacionados com o comportamento dos aterros no seu todo, devido aos fenómenos de consolidação secundária da fundação do aterro, e não ao nível da fundação do balastro. No entanto, a presença de finos nos horizontes inferiores do balastro (que foi sendo recarregado ao longo do tempo com os AMP) denuncia fenómenos de bombagem de finos (migração ascensional) que diminuem as características de estabilidade do mesmo e poderão ser responsáveis por parte dos defeitos na via.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV08	40+600	Este poço foi realizado numa zona de instabilidade na plataforma da VAO (futura VD-R), com necessidade de AMP reincidente. O ECP revelou que os materiais do calo-de-via não têm uma rigidez adequada ($E_{v2}=34,0$ MPa) para servir como fundação de um futuro sub-balastro.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV09	45+670	Este poço foi realizado numa zona de instabilidade na plataforma da VAO (futura VD-R), com necessidade de AMP reincidente. O ECP revelou que os materiais do calo-de-via não têm uma rigidez adequada ($E_{v2}=77,5$ MPa) para servir como fundação de um futuro sub-balastro, embora o valor esteja relativamente próximo do valor recomendado.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar

Poço	PK	Considerações	Medida a adotar
PAV10	45+850	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R), numa zona onde se têm verificado assentamentos significativos da plataforma. Dado o valor alto da rigidez do sub-balastro existente ($E_{v2}=254,4$ MPa), estes assentamentos estarão sobretudo relacionados com o comportamento dos aterros no seu todo, devido aos fenómenos de consolidação secundária da fundação do aterro, e não ao nível da fundação do balastro. No entanto, a presença de finos nos horizontes inferiores do balastro (que foi sendo recarregado ao longo do tempo com os AMP) denuncia fenómenos de bombagem de finos (migração ascensional) que diminuem as características de estabilidade do mesmo e poderão ser responsáveis por parte dos defeitos na via.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV11	46+075	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R) numa zona de assentamentos significativos e registo histórico de instabilidades no encontro sul da Ponte de Valverde. Dado o valor baixo de rigidez da camada de sub-balastro ($E_{v2}=70,1$ MPa), estes assentamentos poderão estar relacionados, não só com o comportamento dos aterros no seu todo, devido aos fenómenos de consolidação secundária da fundação, mas também com a deficiência das características do sub-balastro, uma vez que, além da baixa rigidez, apresenta características granulométricas desadequadas (em termos de percentagem de finos e areias).	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar
PAV12	46+185	Este poço foi realizado na VDE (futura VD-R), numa zona onde se têm verificado assentamentos significativos da plataforma. Dado o valor alto da rigidez do coroamento existente ($E_{v2}=152,3$ MPa), estes assentamentos estarão sobretudo relacionados com o comportamento dos aterros no seu todo, devido aos fenómenos de consolidação secundária da fundação do aterro, e não ao nível da fundação do balastro. No entanto, a presença de finos nos horizontes inferiores do balastro (que foi sendo recarregado ao longo do tempo com os AMP) denuncia fenómenos de bombagem de finos (migração ascensional) que diminuem as características de estabilidade do mesmo e poderão ser responsáveis por parte dos defeitos na via.	Não incluído no âmbito das intervenções a realizar

Quando foi executada a campanha de auscultação de via, encontrava-se em análise a possibilidade de reabilitação da VAO, bem como a possibilidade de uma intervenção generalizada nas vias VAE e VDE, atendendo aos problemas que estas apresentam. Nesse sentido, a quantidade de poços de auscultação de via previstos, num total de 12, foi distribuída tendo em conta as zonas das vias VAE e VDE que se revelaram com problemas nos relatórios da manutenção, mantendo algumas quantidades na VAO. Com o desenvolvimento do projeto, verificou-se uma alteração no âmbito das intervenções a realizar nas vias VAE e VDE, tendo sido estabelecidas as intervenções descritas no capítulo 1. Deste modo, verifica-se que apenas dois poços, PAV1 e PAV12, se encontram incluídos nas zonas a intervencionar nas vias VAE e VDE, dos quais apenas no PAV 12 se colheu amostra do coroamento.

Assim, procede-se abaixo às considerações referentes à classe de plataforma de cada via.

No que respeita, à VAO, na maioria do troço em estudo, os aterros existentes serão objeto de alteamento, pelo que a plataforma atual não será a plataforma final. Não obstante, foi avaliada a classe de plataforma atualmente existente. Como critério de classificação considerou-se a conjugação entre a classe de materiais (QS) com o resultado do módulo Ev_2 . Assim, atendendo a que as 4 amostras recolhidas nos solos da plataforma foram classificadas como QS3 e que o módulo Ev_2 obtido, com exceção da zona do poço PAV03, foi inferior a 80 MPa, considerou-se, nesta via a existência de uma plataforma da classe P2, incluindo na zona do poço PAV03. A opção pela classificação de plataforma P2 também nesta zona prende-se com a adoção de um critério conservativo, uma vez que o valor de Ev_2 obtido, embora superior a 80 MPa em valores absolutos, é da ordem de grandeza desse limite.

No que respeita às vias VAE e VDE (futuras VD-L e VD-R), constata-se que, com exceção da zona do PAV 12, englobada no trecho da Intervenção 4, não existem dados suficientes que permitam a classificação do tipo de plataforma. Com efeito, a caracterização destas vias foi feita, sobretudo, ao nível do sub-balastro. Apenas na zona do PAV 12 se realizaram ensaios laboratoriais e um ensaio ECP sobre uma amostra do coroamento, tendo-se obtido uma classificação de solos QS3 e um módulo E_{v2} de 152 MPa. Destes resultados, conclui-se que, nesta zona, a plataforma corresponde à classe P3.

Nestas vias, nos troços a intervencionar, será removido todo o balastro existente até ao coroamento do aterro, sendo em sua substituição colocados 0,3 m de balastro novo, 0,2 m de sub-balastro e o restante até ao coroamento existente será preenchido com solos QS3.

9.3.2 PROSPEÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA COMPLEMENTAR

9.3.2.1 Perfis sísmicos utilizando o método das ondas superficiais (MASW)

Com o objetivo de determinar as propriedades elásticas dos depósitos aluvionares, bem como proceder ao mapeamento do substrato miocénico, foram executados 15 perfis sísmicos utilizando o método das ondas superficiais para determinar a velocidade de propagação das ondas de corte (V_s) no terreno, cujos resultados se apresentam no Anexo 3.1. Deste modo, foi possível identificar a espessura das principais unidades, complementando a informação pontual dos furos de sondagem e dos ensaios CPTu.

Os ensaios foram executados com aquisição multicanal, fazendo uso de uma fonte de impacto vertical constituída por um martelo e 24 geofones, com 4.5Hz de frequência, espaçados de 2 m.

O impacto vertical foi dado através de um martelo de 6 kg, aos 0, 25 e 50 metros da linha de aquisição, tendo sido dadas, pelo menos, 3 pancadas por localização. Todas as pancadas foram gravadas separadamente e foi, igualmente, realizado um stacking average.

O tempo de aquisição foi de 1s, tendo sido assegurado o cone de Rayleigh em todos os perfis.

A interpretação dos resultados, cujo resumo se apresenta no Quadro 34, foi efetuada com recurso ao Software zond st2D.

Da análise dos resultados, verifica-se que os diferentes materiais apresentam diferentes velocidades de propagação da onda de corte (V_s). Com efeito, a velocidade das ondas de corte nos aterros superficiais varia, aproximadamente, entre 120 e 190 m/s, confirmando o seu estado solto. Os solos aluvionares lodosos apresentam, também, uma variação de V_s entre 115 e 190 m/s, evidenciando o seu estado muito mole. Inferiormente, ocorrem unidades aluvionares um pouco mais consolidadas, onde a velocidade das ondas de corte varia entre 200 e 400 m/s. A velocidade das ondas de corte no substrato miocénico é, em regra, superior a 400 m/s, evidenciando que se trata de solos compactos.

Com base nas ondas de corte, foi determinado o módulo de elasticidade (E) e o módulo de distorção (G), através das seguintes expressões:

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu)$$

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

Em que:

- ρ é a massa volúmica do solo;
- ν é o coeficiente de Poisson

Quadro 34 – Resumo dos resultados dos perfis sísmicos utilizando o método das ondas superficiais (MASW)

Perfil	Localização (PK)	Ponto inicial			Ponto final			E (MPa)	G (MPa)
		Camada	Espess. (m)	Vs (m/s)	Camada	Espess. (m)	Vs (m/s)		
PSC1	35+275	1	3,2	192	1	3,5	171	163	63
		2	3,6	117	2	5,4	135	66	25
		3	15,6	158	3	11,3	154	101	39
		4	18,8	353	4	20,5	355	554	213
		-	-	758	-	-	648	2441	939
PSC2	35+750	1	5,2	175	1	2,2	188	163	63
		2	2,5	118	2	7,6	149	74	29
		3	17,3	157	3	16,2	152	99	38
		4	11,0	584	4	9,0	752	2204	848
		-	-	1100	-	-	1092	6559	2523
PSC3	36+100	1	2,6	153	1	2,0	159	120	46
		2	4,1	115	2	8,3	117	56	22
		3	14,8	127	3	11,6	252	149	57
		4	15,5	900	4	14,1	894	3766	1448
		-	-	1113	-	-	966	5900	2269
PSC4	36+850	1	2,0	143	1	5,2	178	127	49
		2	10,9	192	2	5,9	187	149	57
		3	13,1	254	3	13,2	271	322	124
		4	7,1	599	4	13,0	496	1481	570
		-	-	1170	-	-	1115	7127	2741
PSC5	37+150	1	2,0	121	1	4,3	135	81	31
		2	8,0	155	2	4,1	179	116	45
		3	9,5	316	3	9,4	250	375	144
		4	19,2	798	4	14,9	999	3988	1534
		-	-	1304	-	-	1134	8113	3121
PSC6	37+375	1	2,6	121	1	4,1	123	74	28
		2	10,2	184	2	8,9	175	134	52
		3	5,2	213	3	4,5	227	214	82
		4	21,0	425	4	20,6	385	768	295
		-	-	990	-	-	1000	5406	2079
PSC7	38+330	1	1,3	173	1	2,4	144	124	48
		2	4,3	116	2	3,6	118	57	22
		3	7,8	230	3	13,1	266	288	111
		4	17,1	364	4	17,6	639	1242	478
		-	-	970	-	-	1036	5493	2113
PSC8	38+760	1	2,8	141	1	2,2	148	103	40
		2	12,1	132	2	10,9	118	65	25
		3	5,1	318	3	4,2	478	741	285
		4	24,3	811	4	25,2	902	3624	1394
		-	-	1172	-	-	1101	7052	2712

Perfil	Localização (PK)	Ponto inicial			Ponto final			E (MPa)	G (MPa)
		Camada	Espess. (m)	Vs (m/s)	Camada	Espess. (m)	Vs (m/s)		
PSC9	39+030	1	3,0	133	1	2,9	131	86	33
		2	10,6	143	2	5,7	146	87	33
		3	1,4	190	3	16,0	182	144	55
		4	32,1	283	4	22,2	361	431	166
		-	-	1345	-	-	1280	9406	3618
PSC10	40+030	1	5,6	142	1	1,9	167	118	45
		2	2,0	165	2	3,5	124	87	33
		3	13,2	315	3	12,4	256	381	147
		4	21,3	852	4	22,4	809	3407	1310
		-	-	1303	-	-	1223	8710	3350
PSC11	41+650	1	3,2	177	1	3,0	183	160	62
		2	1,4	144	2	5,0	180	109	42
		3	19,2	260	3	25,2	313	384	148
		4	16,2	406	4	6,5	593	1233	474
		-	-	1127	-	-	1000	6175	2375
PSC12	43+380	1	2,9	248	1	5,1	241	295	114
		2	2,2	209	2	1,3	245	228	88
		3	12,8	353	3	19,0	361	596	229
		4	12,3	392	4	1,1	760	1639	630
		-	-	1034	-	-	1036	5849	2250
PSC13	44+520	1	2,1	204	1	3,4	187	189	73
		2	4,7	116	2	3,9	109	53	20
		3	19,4	244	3	7,2	218	250	96
		4	6,6	494	4	20,6	388	961	370
		-	-	916	-	-	910	4551	1750
PSC14	44+875	1	1,2	226	1	1,8	177	201	77
		2	2,0	90,9	2	1,9	90,8	34	13
		3	11,1	142	3	9,8	159	94	36
		4	23,2	440	4	24,3	398	867	334
		-	-	981	-	-	967	5180	1992
PSC15	45+600	1	2,9	121	1	3,0	131	78	30
		2	6,1	202	2	6,4	194	163	63
		3	24,5	465	3	9,4	549	1270	488
		4	9,8	984	4	26,1	1089	5866	2256
		-	-	1119	-	-	1249	7654	2944

9.3.2.2 Ensaios de penetração estática (CPTu)

No âmbito do presente estudo geológico e geotécnico foram realizados 25 dos 27 ensaios de penetração estática, CPTu, previstos. Os 2 ensaios não realizados careceram de autorização dos proprietários dos terrenos interessados.

Os ensaios CPTu, cujos resultados se apresentam no Anexo 3.2, tiveram como objetivo, em conjunto com a realização das sondagens e dos perfis sísmicos, permitir a identificar, o melhor possível, a posição do substrato miocénico e a existência de um horizonte aluvionar compacto e a sua profundidade. Para além da natureza e sequência dos estratos, estes ensaios permitiram, também, obter informação acerca das suas propriedades físicas e mecânicas, bem como dos níveis de água no terreno.

Para cada ensaio foram medidos os valores da resistência de ponta, do atrito lateral e da pressão intersticial de 10 em 10 cm.

Dada a importância do conhecimento adequado das condições relativas à água subterrânea para a determinação correta das tensões efetivas *in situ*, e atendendo à proximidade do rio Tejo, foram, também, realizados ensaios de dissipação.

Os dados brutos do CPTu foram processados utilizando o software CPeT-IT 3.0 (da GeoLogismiki). A partir dos parâmetros medidos *in situ*, resistência da ponta, q_c , resistência da manga, f_s e pressão intersticial, u , o programa calcula todos os parâmetros necessários para compreender o comportamento dos materiais, seguindo as recomendações de Robertson e Cabal (2014).

Na análise dos resultados foi adotado o sistema de classificação do tipo de comportamento do solo (SBT – Soil Behavior Type), que consiste na classificação do solo quanto ao seu comportamento através do recurso a ábacos baseados na resistência à penetração normalizada, Q_{tn} , na razão de atrito normalizada, F_r , e na resistência da manga normalizada, F . Estes parâmetros são utilizados para calcular o índice de comportamento do solo, I_c , de acordo com a seguinte expressão:

$$I_c = ((3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2)^{0.5}$$

O ábaco da Figura 15 permite definir o tipo de comportamento do solo com base na classificação proposta por Robertson em 1990 e atualizada em 2009, conforme a legenda apresentada e conforme o Quadro 35.

Quadro 35 – Tipos de comportamento de solos

Zona	Tipos de comportamento de solo	I_c
1	Sensível, solos finos	N/A
2	Solos orgânicos – argila	>3,6
3	Argilas – argila siltosa a argila	2,95 – 3,60
4	Misturas de siltes – silte argiloso a argila siltosa	2,60 – 2,95
5	Misturas de areias – areia siltosa a silte arenoso	2,05 – 2,60
6	Areias – areia limpa a areia siltosa	1,31 – 2,05
7	Areia com cascalho a areia densa	<1,31
8	Areia muito compacta a areia argilosa*	N/A
9	Solos finos muito rijos	N/A

N/A – não aplicável

* fortemente sobreconsolidado ou cimentado

No ábaco é representada uma curva limite correspondente a $I_c = 2,6$, que divide os solos com comportamento drenado (acima da linha, $I_c < 2,6$) dos solos com comportamento não drenado (abaixo da linha, $I_c > 2,6$).

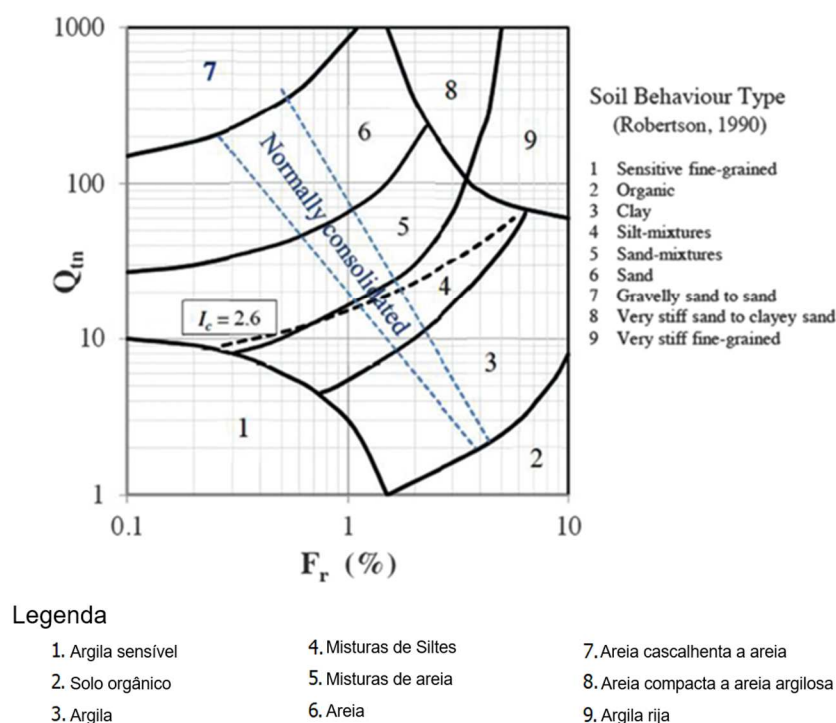
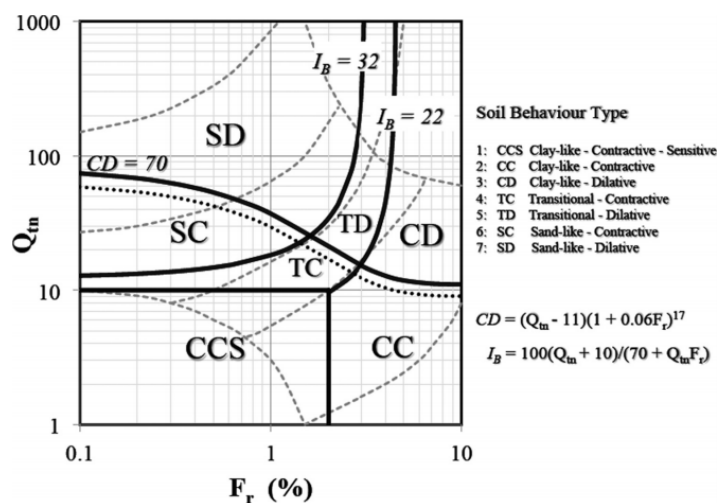


Figura 15 - Ábaco de comportamento proposto por Robertson (1990) e atualizado por Robertson (2009)
(Fonte: Robertson, 2016)

A Figura 16 introduz no ábaco de Robertson (1990 e 2009) limites que caracterizam os solos em função de terem comportamento contráctil (solos suscetíveis à liquefação) ou dilatante (solos não suscetíveis à liquefação), separados pela linha CD, definida pela seguinte expressão:

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)^2 (1 + 0,06)^{17}$$

Os pontos inseridos no ábaco acima desta linha correspondem a solos com comportamento dilatante (SD, TD e CD) e os pontos localizados abaixo da linha correspondem a solos com comportamento contráctil (SC, TC, CC e CCS).



Legenda

- | | | |
|--|------------------------------|---------------------------|
| 1. Tipo Argila - Contráctil - Sensível | 4. De Transição - Contráctil | 7. Tipo Areia - Dilatante |
| 2. Tipo Argila - Contráctil | 5. De Transição - Dilatante | |
| 3. Tipo Argila - Dilatante | 6. Tipo Areia - Contráctil | |

Figura 16 - Ábaco de comportamento com base no índice de comportamento modificado I_B . (Fonte: Robertson, 2016)

Para além da fronteira entre solos respeitante à tendência para terem comportamento contráctil ou dilatante, para grandes deformações, Robertson (2016) propõe um novo índice de comportamento dos solos, I_B , determinado a partir da seguinte expressão:

$$I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(Q_{tn} F_r + 70)$$

cujos valores limites de $I_B = 22$ e 32 dividem os solos quanto ao comportamento do tipo arenoso, de transição e do tipo argiloso. Robertson (2016) define, ainda, que solos com $F_r < 2\%$ apresentam, tendencialmente, sensibilidades, S_t , superiores a 3-4, tendo incluído, também, esse limite no ábaco da Figura 16 para valores de Q_{tn} inferiores a 10.

Na Figura 17 apresenta-se um ábaco equivalente ao da Figura 16, com os mesmos limites desenhados, com a vantagem de utilizar parâmetros normalizados independentes (Q_{tn} e F) no tratamento dos dados, mas a desvantagem de comprimir os dados tratados.

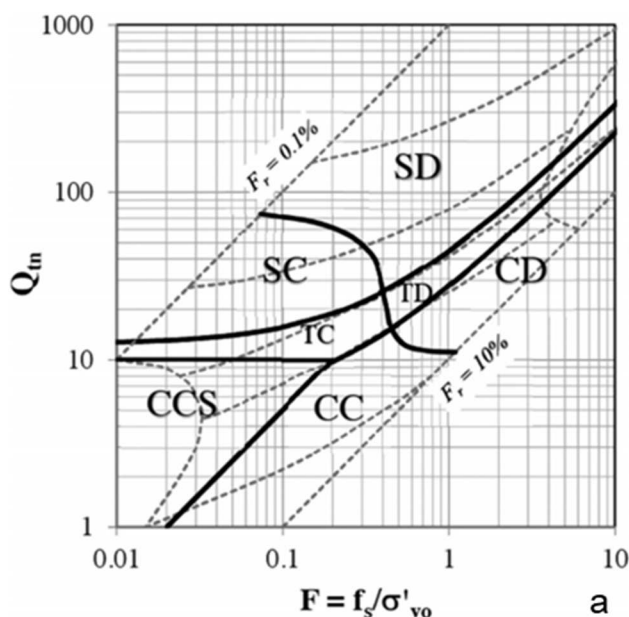


Figura 17 - Ábaco de comportamento do solo baseado na relação Q_{tn} - F (Fonte: Robertson, 2016).

De acordo com Robertson e Cabal (2014), as soluções teóricas fornecem informações valiosas sobre a forma da relação entre a resistência de ponta e a resistência não drenada, S_u . Desta forma, a resistência não drenada, S_u , foi calculada pelo software através da fórmula:

$$S_u = \frac{q_{t-\sigma_v}}{N_{kt}}$$

Em que q_t é a resistência de ponta corrigida para acautelar os efeitos da pressão intersticial. Tipicamente, N_{kt} varia de 10 a 18, sendo 14 a média correspondente à resistência não drenada média $S_{u(med)}$. O N_{kt} tende a aumentar com o aumento da plasticidade e a diminuir com o aumento da sensibilidade do solo. Dado que o valor de N_{kt} é fortemente influenciado pela sensibilidade do solo, Robertson (2012) sugere a sua estimativa com base na razão de fricção (F_r), usando a seguinte expressão:

$$N_{kt} = 10.5 + 7 \log(F_r)$$

Através da projeção dos resultados dos parâmetros dos ensaios CPTu nos ábacos (Anexo 3.2) é possível observar que as aluviões apresentam, essencialmente, comportamento tipo argiloso, respondendo em condições não drenadas à penetração do cone. No que toca à suscetibilidade à liquefação verifica-se que, em todos os ábacos, embora a maioria dos valores obtidos se encontrem, em geral, no domínio dos solos dilatantes e, conseqüentemente, sejam considerados não suscetíveis à liquefação, existe um conjunto de valores, não desprezável, no domínio dos solos com comportamento contrátil e, portanto, suscetíveis à liquefação. Considera-se que estas situações correspondem a lenticulas de areias saturadas, que ocorrem no seio dos lodos e argilas

Os ensaios de dissipação consistiram em interromper a penetração do piezocone e observar as pressões intersticiais (u) no decorrer do tempo (t). Os dados foram registados automaticamente até um mínimo de 50% de dissipação. As pressões intersticiais são representadas em função da raiz quadrada de (t). A representação gráfica sugerida por Robertson e Campanella (1989), indica um

valor para t_{50} que corresponde ao tempo para uma consolidação de 50%. O valor do coeficiente de consolidação na direção radial ou horizontal, C_h , foi então calculado através da teoria de Houlsby e Teh (1988), utilizando a seguinte equação:

$$C_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

Em que:

- T é o factor tempo dado pela teoria de Houlsby e Teh (1988) correspondente à posição pressão intersticial;
- r é o raio do piezocone;
- I_r é o índice de rigidez, igual ao módulo de distorção G dividido pela resistência não drenada da argila (S_u);
- t_{50} é o tempo correspondente a 50% de consolidação

A dissipação da pressão dos poros durante um ensaio de dissipação CPTu é controlada pelo coeficiente de consolidação na direção horizontal (C_h), que é influenciado por uma combinação da permeabilidade do solo (k_h) e da compressibilidade (M), como definido na expressão seguinte:

$$k_h = C_h \times \frac{\gamma_w}{M}$$

No Quadro 36 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos.

Quadro 36 – Resumo dos resultados dos ensaios de dissipação

CPTu	Prof.(m)	t_{50} (s)	G/S_u	C_h (m ² /s)	M (MPa)	k_h (m/s)
CPTu-C1	8,00	995	318,05	1,47E-006	0,53	2,71E-008
CPTu-C1	16,02	4179	135,88	2,29E-007	16,18	1,39E-010
CPTu-C1	23,02	1902	155,13	5,37E-007	16,84	3,13E-010
CPTu-C2	8,01	93	428,94	1,83E-005	1,80	9,96E-008
CPTu-C2	14,00	3825	702,89	5,69E-007	2,13	2,62E-009
CPTu-C3	9,69	288	54,24	2,10E-006	2,75	7,46E-009
CPTu-C3	16,52	3482	217,38	3,47E-007	4,5	7,57E-010
CPTu-C3	24,08	2040	408,67	8,13E-007	5,25	1,52E-009
CPTu-C4	9,00	2668	195,75	4,30E-007	2,03	2,08E-009
CPTu-C4	15,02	789	213,73	1,52E-006	1,81	8,26E-009
CPTu-C4	23,02	1074	193,75	1,06E-006	4,45	2,35E-009
CPTu-C5	5,00	1760	136,14	5,44E-007	1,80	2,97E-009
CPTu-C5	13,02	3241	127,73	2,86E-007	13,94	2,01E-010
CPTu-C5	18,05	1330	109,68	6,46E-007	12,44	5,10E-010
CPTu-C6	6,51	874	100,00	9,39E-007	13,14	7,01E-010
CPTu-C6	16,51	12157	113,50	7,19E-008	21,48	3,28E-011
CPTu-C7	10,99	4735	146,16	2,09E-007	2,69	7,65E-010

CPTu	Prof.(m)	t ₅₀ (s)	G/Su	C _h (m ² /s)	M (MPa)	k _h (m/s)
CPTu-C8	4,5	578	204,31	2,03E-006	1,37	1,46E-008
CPTu-C8	10,01	576	126,81	1,60E-006	17,61	8,93E-010
CPTu-C8	16,00	1752	127,33	5,28E-007	10,42	4,97E-010
CPTu-C11	8,00	1707	78,46	4,26E-007	8,81	4,74E-010
CPTu-C12	7,64	6034	273,25	2,25E-007	14,85	1,48E-010
CPTu-C12	13,06	2829	151,66	3,57E-007	10,40	3,37E-010
CPTu-C13	8,50	102	223,64	1,20E-005	12,74	9,26E-009
CPTu-C13	14,00	2110	219,43	5,76E-007	5,16	1,10E-009
CPTu-C14	6,99	1308	206,33	9,01E-007	1,94	4,56E-009
CPTu-C14	13,01	4176	165,86	2,53E-007	1,67	1,48E-009
CPTu-C15	8,00	1056	100,00	7,77E-007	95,27	8,00E-011
CPTu-C15	13,25	0	138,15	1,73E-001	59,26	2,86E-005
CPTu-C18	7,01	23	100,00	3,57E-005	180,68	1,94E-009
CPTu-C18	9,03	2587	122,64	3,51E-007	13,75	2,51E-010
CPTu-C18	13,00	3913	347,66	3,91E-007	4,70	8,15E-010
CPTu-C22	7,01	6166	100,00	1,33E-007	0,41	3,18E-009
CPTu-C22	13,76	131	139,50	7,41E-006	10,96	6,63E-009
CPTu-C24	6,00	8287	44,58	6,61E-008	2,92	2,22E-010
CPTu-C26	9,00	3944	100,00	2,08E-007	1,70	1,20E-009
CPTu-C26	13,00	12197	100,00	6,73E-008	0,42	1,57E-009
CPTu-C27	13,00	950	100,00	8,64E-007	53,87	1,57E-010

9.3.2.3 Sondagens mecânicas à rotação, com carotagem contínua e ensaios *in situ*

No âmbito da campanha de prospeção complementar, foram realizadas, ao longo da via em estudo, 28 sondagens mecânicas à rotação, das 31 sondagens previstas, não tendo sido realizadas 3 sondagens (SC7, SC26 e SC27) por falta de autorização dos proprietários dos terrenos interessados.

Todas as sondagens foram acompanhadas da realização de ensaios de penetração dinâmica SPT (*Standard Penetration Test*), em regra com um espaçamento de 1,5 m.

Todas as sondagens atravessaram os depósitos aluvionares e penetraram no substrato constituído pelas formações miocénicas, tendo sido dadas por terminadas após a obtenção de 3 negas consecutivas no ensaio SPT.

Os resultados destas sondagens permitiram atingir os seguintes objetivos:

- Definição do cenário geológico e geotécnico a nível de Projeto de Execução;
- Avaliação das condições hidrogeológicas;
- Avaliação das condições de fundação dos aterros;
- Avaliação das condições de fundação das obras de arte;

Em 9 sondagens foram instalados piezómetros hidráulicos, com o objetivo de observar a profundidade e variação do nível freático, validando os dados recolhidos nos ensaios CPTu. Nas restantes, são

indicados os níveis de água medidos no final da furação, devendo estes ser considerados com reservadas, dado que podem estar influenciados pela água da furação.

Estava, também, prevista a realização de ensaios de corte rotativo (molinete ou Vane Test) nos níveis aluvionares, com o objetivo de determinar, por medição direta *in situ*, a resistência ao corte não drenada (S_u) destes níveis. Contudo, devido à consistência dos níveis argilosos, a realização destes ensaios não foi possível.

O Quadro 37 apresenta um resumo das principais características das sondagens.

Quadro 37 – Resumo das principais características das sondagens realizadas na campanha de prospeção complementar

Sondagem n°	Localização aproximada (km da VA-R)	Prof. atingida (m)	Espessura de aluvião (m)	Prof. do nível de água (m)	Prof. de recolha de amostras intactas (m)	Prof. troço crepinado do piezómetro (m)
SC1	34+735	33,0	27,0	7,0	8,0 – 8,6	-
SC2	35+640	33,0	22,0	3,6	-	20,0 – 25,0
SC3	36+155	36,0	30,0	2,2	17,0 – 17,6	-
SC4	35+715	27,0	22,5	3,2	-	-
SC5	37+550	24,0	15,5	4,0	-	5,0 – 10,0
SC6	37+860	25,5	22,5	3,0	-	-
SC8	38+575	24,0	17,5	6,1	14,0 – 14,6	-
SC9	39+065	36,0	29,0	3,5	-	10,0 – 15,0
SC10	39+350	37,5	29,5	1,8	-	-
SC11	39+820	37,5	22,7	2,0	-	-
SC12	39+950	27,0	11,0	7,1	-	5,0 – 10,0
SC13	40+165	27,0	12,5	4,1	8,0 – 8,6	-
SC14	40+520	22,5	17,5	5,3	-	-
SC15	40+865	27,0	21,3	5,5	13,0 – 13,6	-
SC16	41+360	22,5	10,0	7,2	8,0 – 8,6 12,5 – 13,1	5,0 – 10,0
SC17	41+975	18,0	4,0	3,1	-	-
SC18	42+325	24,0	9,0	3,9	6,0 – 6,6	-
SC19	42+575	19,5	8,0	4,0	-	-
SC20	43+130	19,5	11,8	6,6	-	8,0 – 13,0
SC21	43+450	22,5	13,0	2,3	-	-
SC22	43+515	22,5	3,0	19,0	-	-
SC23	43+950	22,5	-	17,0	-	-
SC24	44+300	19,5	-	4,1	-	10,0 – 15,0
SC25	44+550	19,5	10,5	8,3	-	-
SC28	45+950	18,0	3,5	5,7	-	-
SC29	46+290	34,5	20,5	6,1	-	-
SC30	46+675	28,5	16,5	16,0	-	-
SC31	46+900	21,0	9,1	8,1	-	-

9.3.2.4 Ensaios SPT (“Standard Penetration Test”)

As sondagens realizadas foram acompanhadas da execução de ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (“Standard Penetration Test”), espaçados, regra geral, de 1,5 m.

No total, no âmbito da campanha complementar, foram realizados 484 ensaios, com a distribuição por unidade geológica indicada no Quadro 38.

Quadro 38 - Distribuição dos ensaios SPT por unidade geológica

Unidade estratigráfica	Nº ensaios realizados	Número total de ensaios com $N_{SPT}=0$	Número total de ensaios interrompidos (nega)	Número de ensaios interrompidos (nega) na 1ª fase
At	22 (4%)	0	0	0
a	279 (58%)	90	2	0
M	183 (38%)	0	87	29

At – Aterros; a – Aluviões; M – Miocénico

No Quadro 39 apresenta-se a relação entre os resultados obtidos nos ensaios (N_{SPT}) e as unidades geológicas.

Quadro 39 – Resultados dos ensaios SPT (N_{SPT}) por unidade geológica

Unidade estratigráfica	Número de ocorrências				
	$N_{SPT} \leq 4$	$4 < N_{SPT} \leq 10$	$10 < N_{SPT} \leq 30$	$30 < N_{SPT} \leq 50$	$N_{SPT} > 50$
At	3	14	4	1	0
a	135	56	74	11	3
M	0	4	51	28	100
Total	138	74	129	40	103

Tv – terra vegetal; At – Aterros; a – Aluviões; M – Miocénico

Com base na amostragem das sondagens, verifica-se que os ensaios SPT realizados nos aterros e no Miocénico incidiram, maioritariamente, em solos arenosos, enquanto os realizados nas aluviões interessaram, essencialmente, solos argilosos. Os resultados dos ensaios SPT realizados em solos arenosos foram corrigidos de acordo com a expressão indicada no capítulo 9.2.4.

Após a correção, é possível verificar na Figura 18 que os solos arenosos que compõem os aterros são, maioritariamente, medianamente compactos e os solos miocénicos, maioritariamente, compactos a muito compactos (ver Quadro 11).

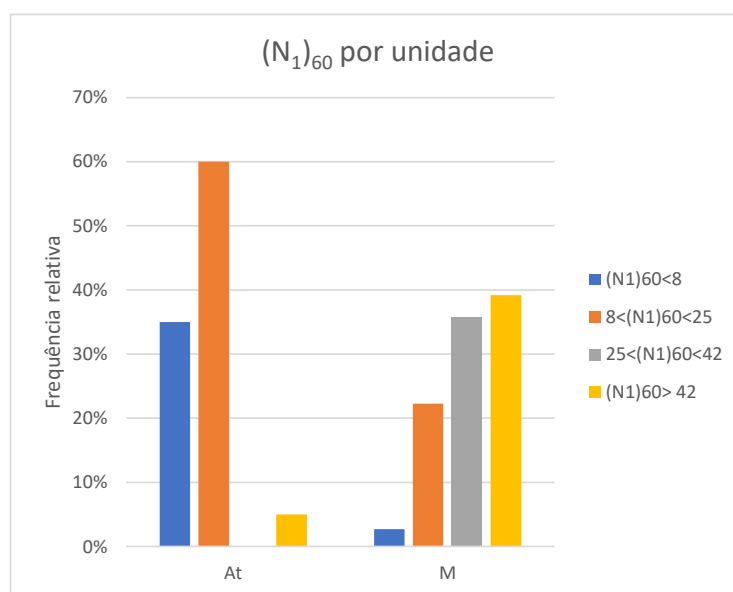


Figura 18 – Frequência relativa dos valores de $(N_1)_{60}$ dos solos arenosos

Por outro lado, os solos argilosos das aluviões são, como se pode observar na Figura 19, essencialmente muito mole a moles (ver Quadro 12).

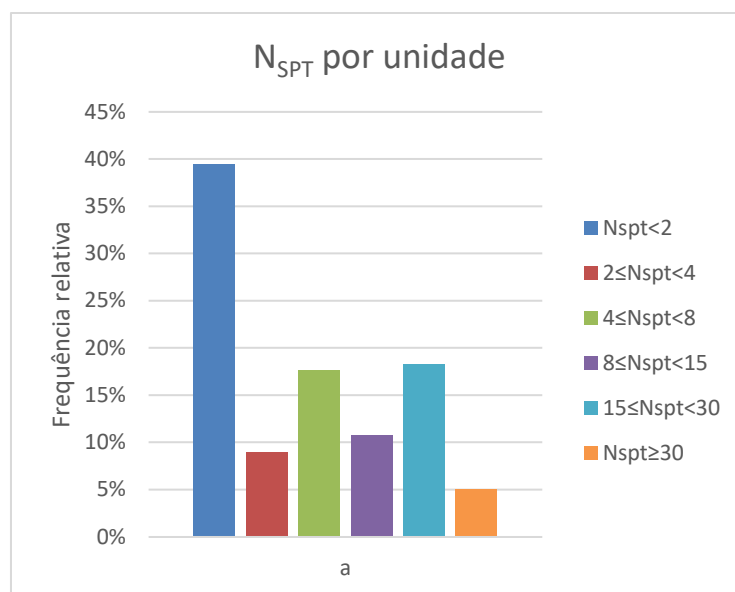


Figura 19 - Frequência relativa dos valores de N_{SPT} dos solos argilosos

De acordo com os resultados obtidos é possível fazer as seguintes observações:

i. Aterros (At)

Os aterros intersectados são constituídos por materiais de natureza maioritariamente arenosa. Das amostras recolhidas pelo amostrador de Terzaghi, 91% corresponderam a materiais de natureza arenosa e 9% a materiais de natureza argilosa. Nos materiais essencialmente arenosos, obtiveram-se valores de $(N_1)_{60}$ inferiores a 8 pancadas na maioria dos casos, podendo, estes solos, ser classificados como muito soltos a soltos. No caso de aterros em solos de natureza argilosa, os valores obtidos situam-se entre 8 e 15 pancadas, indicando uma consistência dura.

ii. Aluviões (a)

Os depósitos aluvionares intersectados apresentavam natureza arenosa ou argilosa, por vezes lodo-arenosa, com seixo muito disperso. Das amostras recolhidas pelo amostrador de Terzaghi, 8% corresponderam a materiais de natureza arenosa e 92% a materiais de natureza argilosa. Nos materiais essencialmente arenosos, obtiveram-se valores de $(N_1)_{60}$ superiores a 25 pancadas em cerca de 59% dos casos, sendo possível classificar estes níveis arenosos das aluviões como muito compactos a muito compactos. No caso de aluviões de natureza argilosa, 70% dos valores obtidos corresponderam a menos de 8 pancadas, indicando uma consistência variando entre média a muito mole.

iii. Formações Miocénicas (M)

As formações miocénicas do substrato são constituídas por alternâncias de areias e argilas. Nestes terrenos, os ensaios realizados apresentaram, maioritariamente, valores de N_{SPT} superiores a 25

pancadas (solos compactos a muito compactos). Nos níveis argilosos, obtiveram-se, maioritariamente valores superiores a 15 pancadas, sendo possível classificá-los de muito duros a rijos.

9.3.2.5 Ensaios com molinete (Vane Test)

Atendendo à presença de aluviões lodosas, cujas características mecânicas condicionam fortemente o comportamento da futura obra, preconizou-se a realização, no interior dos furos de sondagem, de 10 ensaios de corte rotativo (molinete ou Vane Test) nos níveis aluvionares. Estes ensaios teriam como objetivo determinar, por medição direta *in situ*, a resistência ao corte não drenada (S_u) destes níveis, bem como calibrar o parâmetro N_{kt} de modo poder obter-se mais valores de resistência ao corte por correlação com os resultados dos ensaios CPTu.

Atendendo, contudo, à consistência das aluviões nos locais previstos para a realização destes ensaios, apenas foi possível a execução de dois ensaios, cujos resultados constam no Anexo 3.3.

9.3.2.6 Piezómetros

Em alguns furos de sondagem foram instalados piezómetros hidráulicos do tipo tubo aberto, no sentido de averiguar a evolução do nível de água ao longo do tempo e verificar a eventual existência de fenómenos de artesianismo resultantes da intersecção de aquíferos confinados.

No Quadro 40 apresenta-se um resumo das características dos piezómetros instalados e na Figura 20, apresenta-se a variação do nível de água durante o período de execução da campanha de prospeção complementar.

Quadro 40 – Resumo das características dos piezómetros instalados nos furos de sondagem

N.º Sondagem	Localização aproximada (km da VA-R)	Prof. atingida (m)	Piezómetro		
			Prof. troço crepinado (m)	Unidade geológica	Material interessado pela câmara piezométrica
SC2	35+640	33,0	20,0 – 25,0	a / M	Argila siltosa, ligeiramente lodosa / Argila siltosa, ligeiramente arenosa
SC5	37+550	24,0	5,0 – 10,0	a	Argila siltosa
SC9	39+065	36,0	10,0 – 15,0	a	Lodo, com níveis ligeiramente arenosos
SC12	39+950	27,0	5,0 - 10,0	a	Lodo
SC16	41+360	22,5	5,0 – 10,0	a	Lodo
SC20	43+130	19,5	8,0 - 13,0	a	Lodo / Argila siltosa
SC24	44+300	19,5	10,0 – 15,0	M	Areia de granulometria fina a média / Argila siltosa / Areia argilosa de granulometria fina
SC29	46+290	34,5	20,0 – 25,0	a / M	Argila siltosa / Argila arenosa

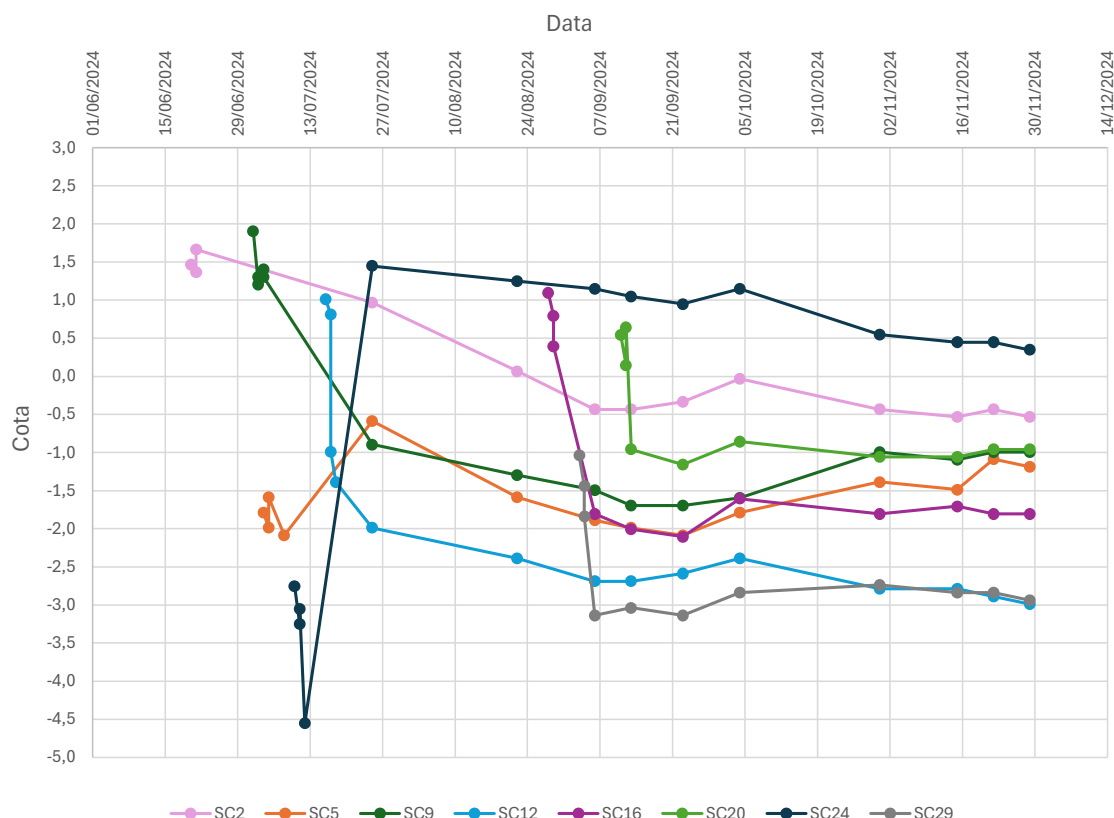


Figura 20 – Leituras dos níveis piezométricos entre 20.06.2024 e 29.11.2024

Da análise dos resultados obtidos é possível apresentar os seguintes comentários:

1. Em grande parte dos piezómetros, as leituras iniciais encontram-se afetadas pela água utilizada na perfuração da sondagem, verificando-se, com o tempo, a descida do nível piezométrico e a sua estabilização.
2. O nível freático encontra-se hidráulicamente dependente do Rio Tejo, com as leituras do nível de água nos piezómetros, variando entre as cotas -0,5 e -3,0;
3. As leituras do piezómetro instalado no substrato miocénico (SC24) conduziram a cotas do nível de água piezométrico compreendidas entre +0,35 e +1,45 m, constatando-se, desta forma, um fenómeno de artesianismo.

9.3.2.7 Ensaios de laboratório

No âmbito da campanha de prospeção complementar, foram colhidas 9 amostras indeformadas de solos nas sondagens realizadas. As amostras foram colhidas a profundidades variáveis entre 2,5 m e 17,6 m, nas aluviões argilosas e lodosas.

Com vista à identificação e classificação dos solos e à determinação das características físicas dos materiais, todas as amostras foram submetidas aos seguintes ensaios de identificação, cujos resultados são apresentados no Quadro 41:

- análises granulométricas por peneiração;
- determinação dos limites de consistência (ou de Atterberg);
- determinação da densidade das partículas sólidas.

Adicionalmente, realizaram-se os seguintes ensaios para a caracterização mecânica dos materiais, cujos resultados se apresentam no Quadro 42:

- ensaios edométricos, para a avaliação das características de compressibilidade dos solos.

À data de conclusão do presente documento, 7 das amostras colhidas ainda se encontram com os respetivos ensaios em curso, apresentando-se os resultados disponíveis no Anexo 3.4.

Quadro 41 – Síntese dos resultados dos ensaios de identificação realizados na campanha de prospeção complementar

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	Granulometria (% passada)			Limites de consistência (%)		Classificação ASTM	Densidade das partículas sólidas
		#10	#40	#200	LL	IP		
SC1 - 8,0m-8,6m	a	Ensaio em curso						
SC3 - 17,0m-17,6m	a	97,8	95,1	86,0	49,7	24,4	CL – argila magra com areia	2,73
SC5 - 2,5m-3,0m	a	93,0	90,7	89,2	54,1	28,6	CH – argila gorda com areia	2,77
SC8- 14,0m-14,6m	a	Ensaio em curso						
SC13I - 8,0m-8,6m	a	Ensaio em curso						
SC15- 13,0m-13,6m	a	Ensaio em curso						
SC16 - 8,0m-8,6m	a	97,4	96,3	90,7	61,5	30,4	CH – argila gorda com areia	2,72
SC16 - 12,5m-13,1m	a	Ensaio em curso						
SC18 - 6,0m-6,6m	a	Ensaio em curso						

a- aluvião; LL - Limite de liquidez; IP – Índice de plasticidade; #10 – peneiro nº 10 (ASTM); #40 – peneiro nº 40 (ASTM); #200 – peneiro nº 200 (ASTM)

Quadro 42 – Síntese dos resultados dos ensaios edométricos realizados na campanha de prospeção complementar

Origem e profundidade da amostra (m)	Unidade estratigráfica	e ₀	C _c	C _s	C _v x 10 ⁻⁵ (cm²/s)					C _α			
					26 kPa	56 kPa	105 kPa	203 kPa	399 kPa	56 kPa	105 kPa	203 kPa	399 kPa
SC1 - 8,0m-8,6m	a	Ensaio em curso											
SC3 - 17,0m-17,6m	a	1,82	0,602	0,065	8,48	8,43	12,7	12,3	7,46	0,0037	0,0076	0,010	-
SC5 - 2,5m-3,0m	a	0,83	0,197	0,025	-	42,1	9,9	16,8	12,4	0,0014	0,0020	0,003	-
SC8- 14,0m-14,6m	a	Ensaio em curso											
SC13 - 8,0m-8,6m	a	Ensaio em curso											
SC15- 13,0m-13,6m	a	Ensaio em curso											
SC16 - 8,0m-8,6m	a	1,18	0,345	0,026	36,1	66,5	65,9	97,1	72,4	0,0027	0,0055	-	0,0063
SC16 - 12,5m-13,1m	a	Ensaio em curso											
SC18 - 6,0m-6,6m	a	Ensaio em curso											

e₀ - índice de vazios inicial; C_c - índice de compressibilidade (não corrigido); C_s - índice de expansibilidade; c_v - coeficiente de consolidação vertical; C_α - coeficiente de consolidação secundária

9.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

9.4.1 MODELO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

A caracterização geológica e geotécnica dos terrenos atravessados baseou-se nos diversos trabalhos de prospeção geotécnica e ensaios (*in situ* e laboratoriais) realizados, na bibliografia consultada e na experiência do projetista, obtida em estudos anteriores em formações semelhantes.

Em seguida, descreve-se o modelo geológico e geotécnico estabelecido ao longo do traçado em estudo, de forma enquadrada com todos os dados obtidos, o qual se apresenta na planta e nos perfis geológico-geotécnicos longitudinais (desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.003 a 044).

Em geral, o perfil estratigráfico é caracterizado pela presença de um substrato miocénico, encontrado a uma profundidade variável entre 35 e 15 m, até sensivelmente ao Pk 39+900, entre cerca de 5 e 10 m daí até cerca do Pk 42+400. No restante desenvolvimento da linha, o substrato miocénico apresenta um ondulado tal que por vezes ocorre a cerca de 1,0 m de profundidade e, outras, volta a ser detetado a profundidades moderadas. Trata-se de uma unidade constituída por argilas silto-arenosas e arenitos silto-argilosos, por vezes conglomeráticos, de cor, geralmente, amarelada-acastanhada.

Cobrindo o Miocénico encontra-se o enchimento aluvionar do rio Tejo, com espessuras variáveis entre 0 e 35 m e natureza variando entre lodos cinzentos com matéria orgânica, muito moles a mole, argilas siltosas, consistentes e lentículas arenosas, por vezes com argila ou seixo/cascalheira.

De acordo com os resultados obtidos é possível fazer as seguintes observações:

i. **Miocénico (M)**

- Na maioria dos níveis miocénicos mais superficiais obtiveram-se valores de N_{SPT} entre 10 e 30, tendo-se obtido, pontualmente, valores até 50 pancadas. A grande dispersão de valores é explicável com a variabilidade de litologias que compõem a faixa mais alterada e descomprimida do Miocénico.
- Abaixo desta faixa com menores características de compacidade existem materiais muito compactos, com valores de N_{SPT} constantemente acima de 60 pancadas (nega).

i. **Aterros e terra vegetal (At), atual**

Correspondem às camadas mais superficiais, distribuídas de forma mais ou menos uniforme ao longo de todo o traçado, apresentando natureza, predominantemente arenosa e espessuras médias de 2 m, e máximas de 5 m.

A execução dos poços realizados pela COBA, embora localizados apenas entre os Pk 44+000 e 45+500, revelou que a espessura de terra vegetal, ou seja, o horizonte de solo mais superficial e rico em matéria orgânica, é sensivelmente de 30 cm e que esta pode ser encontrada fóssil abaixo dos aterros mais recentes. Em geral, são constituídos por siltes arenosos com resíduos de vegetais.

Os materiais de aterro mais antigos (“centenários”), realizados provavelmente no contexto da construção da antiga linha ferroviária, apresentam-se heterogéneos, constituídos por areias e brita

argilosas ou por argila siltosa ou arenosa, com índices de plasticidade entre 10% e 30%. As camadas de aterro mais recentes, realizadas em 2006, são em geral materializadas por materiais britados (areia grosseira com cascalho).

Do ponto de vista da compactidade, estes materiais podem ser classificados como soltos, no caso da terra vegetal, e medianamente compactos, no caso dos aterros.

ii. Depósitos aluvionares (a), Quaternário

Esta unidade estratigráfica tem, abaixo do traçado, em geral, espessuras da ordem de 20-25 m, até sensivelmente ao Pk 49+900, e espessuras menores na restante parte, frequentemente encaixada em bacias constituídas pela formação miocénica subjacente. Deve a sua origem aos materiais transportados pelo rio Tejo e os seus afluentes em diferentes condições de fluxo, ambiente e época de deposição, resultando em horizontes heterogéneos com diferentes características.

É, portanto, caracterizada por alternâncias e intercalações de materiais com diferentes características granulométricas, testemunhos de diversos ciclos de deposição do rio Tejo, que geralmente origina materiais mais finos e lodosos, e os afluentes provenientes da encosta de direita, responsáveis pela deposição de areias e cascalheiras em ambientes de maior energia.

A análise dos resultados da prospeção permitiu identificar uma camada mais superficial de lodos cinzento-escuro, com conchas e, por vezes, níveis arenosos, com espessuras médias de 15 m, podendo atingir os 25 m na dependência de linhas de água. Esta camada apresenta características de compactidade entre muito mole e mole, sendo que em cerca de metade dos ensaios SPT realizados se obteve uma penetração de 60 cm, ou mais, apenas com o peso próprio do amostrador ($N_{SPT}=0$), e, em geral, valores de N_{SPT} inferiores a 6. Os níveis de areias podem ocorrer a diferentes profundidades, apresentando compactidade solta.

Do ponto de vista da composição granulométrica, apresenta uma percentagem de finos média de 85%, e sempre superior a 40%, com fração de areia variável entre 0% e 60%, e é classificado como solo argiloso ou siltoso, geralmente muito plástico. O teor em água é, frequentemente, mais elevado do que o limite de liquidez, indicando um comportamento líquido do solo.

Os lodos apresentam-se ligeiramente sobreconsolidados ou normalmente consolidados e têm características de elevada compressibilidade. Apresentam resistência de ponta no ensaio CPT quase nula e coesão não drenada, c_u max, entre 10 e 30 kPa.

Intercalações de camadas, maioritariamente, arenosas ocorrem com caráter descontínuo e lentiforme abaixo dos estratos lodosos, normalmente na proximidade das linhas de água, tendo espessuras totais máximas por volta de 10 m. A composição dos diferentes níveis varia entre areia siltosa ou argilosa, argila siltosa ou arenosa com eventual seixo, e horizontes mais lodosos. No final do traçado, nomeadamente nos dois últimos quilómetros, ocorrem camadas de cascalheira, que materializam a base das aluviões, correspondendo a ambientes de deposição de alta energia.

Nestas unidades obtiveram-se valores de N_{SPT} geralmente entre 10 e 50 pancadas, nos níveis mais grosseiros, e entre 10 e 30, nos níveis mais argilosos, apresentando grande variabilidade nas condições de compactidade.

Os níveis mais antigos das aluviões são representados por argila siltosa, cinzenta ou acastanhada, com conteúdo em areia desprezável, ocorrendo com espessuras variáveis entre 2 e 15 m. Este material apresenta-se mais consolidado e com consistência dura a muito dura (N_{SPT} geralmente entre 6 e 20 pancadas).

iii. Miocénico (M)

Os terrenos da unidade Miocénica encontram-se subjacentes às aluviões, a profundidade variável. Na primeira parte do traçado (até ao Pk 39+900), o topo do Miocénico situa-se a 30 a 15 m de profundidade. Na parte seguinte do traçado, o Miocénico mostra-se deslocado em blocos por prováveis falhas normais, até aflorar nos terrenos ao lado da linha, e é encontrado a profundidades variáveis entre 0,5 e 20 m, em elementos tabulares separados por prováveis vales fósseis, frequentemente na dependência de linhas de água ainda existentes.

A litologia da unidade varia entre argilas silto-arenosas e arenitos silto-argilosos, por vezes conglomeráticos, caracterizados pela cor geralmente amarelada-acastanhada. Na maioria dos níveis mais superficiais obtiveram-se valores médios de N_{SPT} entre 10 e 30, até 50 pancadas, a indicar um horizonte de material mais alterado ou descomprimido no topo. Abaixo deste horizonte existem materiais muito compactos, com valores de N_{SPT} constantemente acima de 60.

9.4.2 ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Com base nos dados anteriormente referidos, procedeu-se ao zonamento do terreno de fundação do troço em estudo, em função da litologia dos materiais e das suas características geomecânicas, organizando-se o modelo geológico-geotécnico em 6 horizontes.

Os limites desse zonamento geotécnico estão representados nos desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.003 a PF0223.PE.01.07.02.00.028, correspondentes ao eixo VA-R/VA-L e nos desenhos PF0223.PE.01.07.02.00.029 a PF0223.PE.01.07.02.00.044, correspondentes ao eixo VD-L/VD-R.

As 6 zonas geotécnicas em que se dividiu o subsolo têm as seguintes características.

HG1 – Aterros, terra vegetal ou depósitos de terraço.

O Horizonte Geotécnico 1 (HG1) representa a camada mais superficial que ocorre ao longo do traçado, entre Castanheira do Ribatejo, ao PK 34+400, e Azambuja, ao PK 47+000. Este é constituído, essencialmente, por aterros heterogêneos e terra vegetal, que se diferenciam das unidades lodosas subjacentes, muito compressíveis e de fracas propriedades de resistência, pelas melhores características mecânicas.

A espessura média desta zona geotécnica é, geralmente, de 3-4 m, podendo chegar a atingir cerca de 5 m. Apresenta continuidade lateral ao longo de todo o traçado.

HG2 – Aluviões lodosas com N_{SPT} entre 0 e 6

O Horizonte Geotécnico 2 (HG2) é constituído pelos lodos cinzento-escuro, as vezes arenosos, pertencentes aos depósitos aluvionares, com fracas características de compacidade, normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados e altamente compressíveis.

Este horizonte aparece de forma contínua desde a estação de Castanheira de Ribatejo (PK 34+400) até ao apeadeiro de Vila Nova da Rainha (PK 40+500), com espessuras variáveis entre 2 e 25 m. Sucessivamente, aparece de forma descontínua em bacias de 5-10 m de profundidade. Em geral, representa o terreno de fundação dos aterros ao longo da maioria do traçado em estudo.

Os dados recolhidos indicam que o nível de água se encontra, geralmente, no topo deste Horizonte Geotécnico ao longo de todo o traçado. O nível freático dependerá, contudo, dos ciclos de maré do Rio Tejo e das variações sazonais do seu nível de água.

HG3 – Intercalações de areias siltosas, argilosas e cascalho

O Horizonte Geotécnico 3 (HG3) reúne os níveis aluvionares maioritariamente arenosos ou cascalhentos, intercalados nas aluviões lodosas ou argilosas. Destaca-se pelas suas propriedades de maior permeabilidade e maior compacidade, em comparação com essas unidades, resultando num comportamento mecânico e hidrogeológico diferente.

Aparece sempre de forma descontínua ao longo do traçado, com espessuras, umas vezes, maiores e, outras, mais reduzidas..

HG4 – Argila siltosa ou lodosa com N_{SPT} geralmente entre 6 e 25

O Horizonte Geotécnico 4 (HG4) é composto por materiais argilosos mais antigos e consolidados, com muito pouca componente arenosa. Apresentam maiores características de consistência em relação aos lodos mais superficiais, tendo consistência dura a muito dura (N_{SPT} geralmente entre 6 e 20) e reduzida permeabilidade.

É distribuído de forma contínua até ao PK 42+200, com exceção da zona do apeadeiro de Vila Nova da Rainha, e entre os PKs 42+700 e 43+500, com espessuras médias de 10 m, apresentando caráter lenticular daí em diante até final do traçado .

HG5 – Materiais miocénicos descomprimidos ou compactos

O Horizonte Geotécnico 5 (HG5) corresponde ao material miocénico com piores características de compacidade em relação ao substrato subjacente, principalmente constituído por areias argilosas e siltosas, por vezes com seixos dispersos. Estes materiais são medianamente compactos a compactos, de consistência muito dura a rija, conforme indicado pelos valores de N_{SPT} , geralmente entre 10 e 30, atingindo 50 pancadas nalguns casos. Esta unidade geotécnica apresenta, de um modo geral, uma espessura reduzida, apresentando maior expressão entre os PKs 39+900 e 40+500, 42+000 e 42+600, 43+500 e 44+400, alcançando espessuras próximas de 15 m.

HG6 – Materiais miocénicos muito compactos com N_{SPT} geralmente superior a 60

O Horizonte Geotécnico 6 (HG6) corresponde ao substrato miocénico mais competente. Consiste em areias argilosas e siltosas, muito compactas e rijas, com valor de N_{SPT} , geralmente, superior a 60.

Estes materiais ocorrem, em regra, entre as cotas -20 e -25, na primeira metade do troço, e entre as cotas -10 e -15, na segunda metade.

No Quadro 43 apresenta-se a síntese do zonamento geotécnico descrito.

Quadro 43 - Proposta de zonamento geotécnico e descrição das zonas.

Horizonte geotécnico	Descrição
HG1	Aterros, terra vegetal ou depósitos de terraço.
HG2	Aluviões lodosas com N_{SPT} entre 0 e 6.
HG3	Intercalações de areias siltsosas, argilosas e cascalho.
HG4	Argila siltosa ou lodosa com N_{SPT} geralmente entre 6 e 25.
HG5	Materiais miocénicos descomprimidos ou compactos.
HG6	Materiais miocénicos muito compactos com N_{SPT} geralmente superior a 60.

9.5 PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

Tendo em conta os horizontes geotécnicos definidos, a determinação das capacidades resistentes e de deformabilidade dos materiais foi feita utilizando-se correlações com os valores de N_{SPT} consensuais e utilizadas em geotecnia, disponíveis na bibliografia de referência, que têm em conta o estado de compactidade/consistência dos materiais. Os resultados foram posteriormente ponderados com base nos valores de referência disponíveis no Eurocódigo 7 e na experiência do projetista em materiais semelhantes.

Para a utilização das correlações mencionadas, procedeu-se à correção dos valores de N_{SPT} para ter em conta a energia de cravação, tendo-se obtido o N_{60} . No caso de solos arenosos, procedeu-se, ainda, à correção para ter em conta o efeito da tensão efetiva de recobrimento, tendo-se obtido o $(N_1)_{60}$.

Assim, para a resistência não drenada (S_u) das formações argilosas, recorreu-se às formulações de Stroud (1974), Terzaghi e Peck (1967) e Kulhawi e Mayne (1990).

Para a determinação ângulo de resistência ao corte efetiva (ϕ') usaram-se as formulações propostas para solos arenosos por Kulhawi e Mayne (1990), Peck et al. (1974), Hatanaka e Uchida (1996), Japan Road Association (1990) e Mayne *et al* (2001), que relacionam ângulo de resistência ao corte efetiva com a resistência à penetração dos ensaios SPT (sob a forma de N_{60} ou $(N_1)_{60}$, dependendo da formulação).

Para determinação do módulo de deformabilidade drenado (E'), recorreu-se às formulações de Bowles (1988), Kulhawi e Mayne (1990) e Schmertmann (1970).

Os valores obtidos através das correlações foram, depois, tratados estatisticamente, segundo as metodologias propostas por Schneider (1997), pela Sociedade Japonesa de Geotecnia (2004) e por Orr (2016) para obtenção de valores característicos. Os resultados da análise estatística por formulação usada são apresentados no Quadro 44, os parâmetros não drenados, no Quadro 45 para a resistência ao corte efetiva e no Quadro 46, para a deformabilidade.

Quadro 44 – Valor característico dos parâmetros não drenados, obtidos para cada horizonte, segundo as diversas formulações

Horizonte geotécnico	Proposta estatística	Su (kPa)			Eu (MPa)
		Terzaghi e Peck (1967)	Stroud (1974)	Kulhawy e Mayne (1990)	Butler (1975)
HG2	Número de amostras	645	645	645	660
	Schneider (1997)	3	2	3	1
	SJG (2004)	11	8	10	2
	Orr (2016)	11	8	11	2
HG4	Número de amostras	390	390	390	402
	Schneider (1997)	66	48	63	11
	SJG (2004)	87	63	84	14
	Orr (2016)	87	63	83	14

Quadro 45 – Valor característico do ângulo de resistência ao corte efetiva obtido para cada horizonte, segundo as diversas formulações

Horizonte geotécnico	Proposta estatística	Kulhawy e Mayne (1990)	Peck et al. (1974) from Wolff (1989)	Hatanaka e Uchida (1996)	Japan Road Association (1990)	Mayne et al (2001), based on Hatanaka e Uchida (1996)
HG1	Número de amostras	87	97	76	74	87
	Schneider (1997)	38	29	34	26	32
	SJG (2004)	41	30	35	27	34
	Orr (2016)	40	29	34	26	33
HG2	Número de amostras	15	660	10	101	15
	Schneider (1997)	15	27	31	24	25
	SJG (2004)	16	28	31	25	25
	Orr (2016)	22	26	31	24	26
HG3	Número de amostras	94	107	42	101	94
	Schneider (1997)	40	32	37	31	39
	SJG (2004)	42	33	38	32	41
	Orr (2016)	41	32	38	31	40
HG4	Número de amostras	12	402	12	385	12
	Schneider (1997)	34	30	36	28	34
	SJG (2004)	34	31	36	29	34
	Orr (2016)	35	30	36	28	34

Horizonte geotécnico	Proposta estatística	Kulhawy e Mayne (1990)	Peck et al. (1974) from Wolff (1989)	Hatanaka e Uchida (1996)	Japan Road Association (1990)	Mayne et al (2001), based on Hatanaka e Uchida (1996)
HG5	Número de amostras	175	273	103	237	175
	Schneider (1997)	36	33	37	32	38
	SJG (2004)	39	35	38	33	40
	Orr (2016)	38	33	37	32	38
HG6	Número de amostras	307	347	-	10	307
	Schneider (1997)	41	42	-	36	47
	SJG (2004)	43	43	-	35	48
	Orr (2016)	41	41	-	36	46

Quadro 46 - Valor característico do módulo de deformabilidade drenado obtido para cada horizonte, segundo as diversas formulações (MPa)

Horizonte geotécnico	Proposta estatística	FHWA-IF-02-034	Bowles (1988)	Kulhawy e Mayne (1990) para areias com finos	Schmertmann (1970)
HG1	Número de amostras	87	97	87	97
	Schneider (1997)	6	4	3	4
	SJG (2004)	10	5	4	7
	Orr (2016)	11	5	5	7
HG2	Número de amostras	15	660	15	660
	Schneider (1997)	2	2	1	0
	SJG (2004)	2	2	1	1
	Orr (2016)	3	2	1	1
HG3	Número de amostras	94	107	94	107
	Schneider (1997)	17	5	9	13
	SJG (2004)	21	9	11	16
	Orr (2016)	22	9	11	17
HG4	Número de amostras	12	402	12	402
	Schneider (1997)	10	5	6	8
	SJG (2004)	10	6	6	11
	Orr (2016)	11	6	7	11
HG5	Número de amostras	175	273	175	273

Horizonte geotécnico	Proposta estatística	FHWA-IF-02-034	Bowles (1988)	Kulhawy e Mayne (1990) para areias com finos	Schmertmann (1970)
	Schneider (1997)	15	9	10	16
	SJG (2004)	19	10	13	20
	Orr (2016)	19	10	13	20
HG6	Número de amostras	307	347	307	347
	Schneider (1997)	32	18	28	43
	SJG (2004)	35	19	29	45
	Orr (2016)	34	18	28	43

Os valores apresentados nos quadros anteriores foram ponderados com base na experiência do projetista, apresentando-se, no Quadro 47 a síntese dos parâmetros geotécnicos atribuídos aos 6 horizontes geotécnicos atrás descritos.

Quadro 47 - Síntese dos parâmetros geotécnicos atribuídos aos 6 horizontes geotécnicos.

	HG1	HG2	HG3	HG4	HG5	HG6
c_u (kPa)	-	10	-	60	-	-
E_u (MPa)	-	2	-	10	-	-
γ (kN/m ³)	19	16	17	18	19	21
C_v (cm ² /s)	-	0,0002	-	-	-	-
$C_d/(1+e_0)$	-	0,2	-	-	-	-
$C_e/(1+e_0)$	-	0,03	-	-	-	-
ϕ'	33	20	35	30	36	39
c' (kPa)	0	0	0	0	20	50
E' (MPa)	10	2	20	10	30	100
ν	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,3

10 TERRAPLENAGENS

Conforme foi referido, no âmbito do presente projeto, pretende-se construir, em substituição da VAO existente, duas novas linhas e manter as linhas VAE e VDE, cuja construção data de 2006, embora com algumas intervenções.

Deste modo, as considerações geotécnicas que se apresentam no presente capítulo referem-se às duas novas linhas a construir. As considerações geotécnicas correspondentes às intervenções a realizar nas linhas existentes a manter (linhas VAE e VDE) constam do capítulo 9.3.1.5.

10.1 TRABALHOS PREPARATÓRIOS

De modo, a garantir uma adequada superfície para a fundação dos aterros a construir, será necessário proceder à realização de trabalhos preparatórios. No âmbito do presente estudo, consideram-se como trabalhos preparatórios a desmatização da área interessada pela obra, incluído a limpeza e eventual abate de árvores de qualquer porte, que ocorram ao longo do traçado.

Ainda no âmbito dos trabalhos preparatórios, inclui-se a decapagem da terra vegetal, que tem como objetivo preparar a fundação dos aterros, removendo a espessura de solos rica em matéria orgânica. Estes solos removidos poderão, posteriormente, ser reutilizados como revestimento vegetal em diversas aplicações como proteção de taludes de escavação e de aterros ou arranjos paisagísticos.

É de salientar, no entanto, que, no que respeita aos trabalhos de decapagem, se preconizam duas metodologias distintas, como se descreve em seguida.

Sempre que os aterros a executar incidam sobre solos aluvionares apenas se deverá proceder à decapagem da terra vegetal onde existam evidências de teores significativos de matéria orgânica, devendo esta avaliação ser realizada no local. Com esta metodologia pretende-se tirar partido da resistência conferida aos depósitos aluvionares pela variação sazonal do nível freático, que dá origem a uma crosta superficial de dessecação que permitira a circulação do equipamento em obra, após a desmatização.

Nos casos de aterros a executar nas zonas de formações miocénicas deverá realizar-se a decapagem da totalidade da terra vegetal. Para efeitos de medições, considerou-se um valor médio da ordem de 0,3 m.

Uma vez executada a decapagem da terra vegetal, os solos resultantes deverão ser conduzidos a depósito provisório, de modo a que seja reutilizados como revestimento vegetal, sempre que sejam construídos de materiais terrosos com inclinação compatível com a sua fixação.

10.2 ESCAVAÇÕES

Em termos de terraplenagens, e atendendo às características geomorfológicas da zona de implantação, o traçado em estudo caracteriza-se, essencialmente, pela necessidade de execução de aterros. As escavações ocorrem em número e altura muito reduzido.

Com efeito, foram apenas identificadas quatro situações de escavações, todas com alturas máximas entre cerca de 1 a 2 m, cujas características se apresentam no Quadro 48.

Quadro 48 – Características principais das escavações a realizar

Localização (Pk)		Geologia	Altura máxima (m)	Inclinação do talude (V:H)
36+500	36+650	At / a	1,2	1:2
40+775	41+200	At / a	1,0	1:2
43+350	43+500	At / M	0,95	1:2
46+400	46+766	At / a	1,2	1:2

At – aterro; a – aluvião; M - Miocénico

Atendendo às formações interessadas e à altura pouco significativa dos taludes, considera-se que as escavações poderão ser realizadas com recurso a meios mecânicos correntes, devendo ser adotada uma inclinação de 1V:2H. Os taludes de escavação deverão ser protegidos contra a exposição aos agentes atmosféricos e consequente erosão através da colocação de terra vegetal, numa espessura de 0,15 m.

Considerando o volume e a altura dos taludes a escavar, não se prevê problemas relacionados com drenagem interna, não sendo de prever a possibilidade de ocorrência de exsurgências de água.

10.3 ATERROS

10.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A maior parte dos trabalhos de terraplenagem a executar corresponde à construção de aterros, embora com alturas pouco significativas. No total, a altura dos aterros será inferior a 2 m, sendo que em grande parte da extensão do troço em estudo existem já os aterros da via existente (VAO). De acordo com os resultados dos poços de auscultação da via realizados, verifica-se que, nesses aterros, ao nível do coroamento, ocorrem solos classificados como S3 / QS3, ou seja de boa qualidade. Deste modo, considerou-se que, após o levantamento da via (carris, balastro e sub-balastro), os materiais de aterro existentes deverão ser escarificados e recompactados, sendo, depois, realizado a alteamento do aterro.

Contudo, atendendo ao dispositivo geológico e geotécnico em que se insere o traçado, existem importantes condicionantes associadas a estes aterros, com repercussões no seu comportamento.

Estas condicionantes referem-se, essencialmente, à ocorrência na fundação de depósitos aluvionares com fracas características geomecânicas e com espessura considerável, que darão origem a assentamentos de magnitude incompatível com a exploração das linhas.

Seguidamente, procede-se à elaboração de considerações geotécnicas pertinentes à execução dos aterros, com vista a evitar/minimizar os problemas geotécnicos referidos e, deste modo, obter um melhor desempenho da infraestrutura em causa.

10.3.2 FUNDAÇÃO DOS ATERROS

De acordo com o cenário geológico e geotécnico reconhecido, na fundação dos aterros ocorrem solos aluvionares com fracas características geomecânicas e baixa permeabilidade.

A execução de aterros sobre solos de fracas características resistentes, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade implica dificuldades que respeitam, quer à garantia da estabilidade global da obra, o que limita consideravelmente a altura do aterro (carga possível de aplicar de forma rápida e segura), quer à existência de assentamentos (totais e diferenciais) diferidos no tempo, com valores elevados a longo prazo.

Acresce, ainda, a problemática da construção de aterros nas proximidades dos aterros existentes das linhas VA-E e VD-E, que serão as futuras linhas das Vias Descendentes, cujos terrenos de fundação já sofreram alguma consolidação ou foram alvo de tratamentos. Neste caso, a construção de novos aterros sobre os existentes poderá provocar assentamentos adicionais nestes aterros.

Deste modo, no Estudo Prévio foram realizados cálculos para a avaliação da magnitude dos assentamentos expectáveis, com base na informação dos trabalhos de prospeção e ensaios realizados para o projeto das atuais linhas VA-E e VD-E e, na sequência, foi proposta uma solução de fundação dos aterros com recurso a inclusões rígidas associadas a uma plataforma de transferência de cargas, onde ocorrem aluviões lodosas e fundação direta nos restantes troços.

O estudo e projeto destas soluções encontra-se no Tomo 1.3 – Estruturas de Proteção e Estabilização da Plataforma.

10.3.3 GEOMETRIA DE TALUDES

Atendendo à altura dos aterros a construir, às respetivas condições de fundação, à morfologia do local de implantação da obra e aos materiais de construção a utilizar, preconiza-se para os taludes de aterro uma inclinação de 1V/2H. Esta inclinação permite assegurar a sua estabilidade global, tendo-se procurado, ainda, que atendesse também a um adequado enquadramento paisagístico.

10.3.4 REVESTIMENTO DE TALUDES

Tal como no caso dos taludes de escavação, e com o objetivo de proteger os taludes de aterros contra o ravinamento provocado pela escorrência das águas superficiais, preconiza-se o seu revestimento com terra vegetal, recoberta com espécies vegetais adequadas.

Recomenda-se que essa proteção seja realizada o mais cedo possível após a conclusão dos trabalhos, a fim de evitar a degradação e erosão da superfície dos taludes com as primeiras chuvas.

10.3.5 ATERROS DE APROXIMAÇÃO ÀS OBRAS DE ARTE (BLOCOS TÉCNICOS)

10.3.5.1 Considerações gerais

Nas zonas de transição entre os aterros e as obras de arte, existe, quase sempre, um grande contraste de rigidez ao nível da fundação da superestrutura, devido à presença de materiais com características de resistência e de deformabilidade muito diferentes. É muito frequente, junto a estas

estruturas, verificar-se a ocorrência de pequenos ressaltos na via, que se devem ao assentamento dos aterros e que condicionam a operação da via. Deste modo, para se assegurar a transição gradual de rigidez entre o aterro e a obra de arte e minimizar os assentamentos nestas zonas, devem ser executados aterros com características particulares, designados por blocos técnicos ou cunhas de transição.

A escolha da solução de bloco técnico a adotar em cada caso depende de vários fatores relacionados com as condições locais, nomeadamente, o tipo e a geometria da estrutura de betão, a espessura de recobrimento (ER) e a altura do aterro entre a base do sub-balastro e o terreno natural ou lado “D” da estrutura em box.

Na definição dos blocos técnicos foi seguida a instrução técnica da IP, GR.IT.GEO.008 Blocos Técnicos - Enquadramento, características técnicas e execução.

Em termos de soluções tipo, a referida Instrução Técnica define 4 tipos de blocos técnicos, a saber:

- Tipo I - blocos técnicos a construir junto de obras de arte especiais (pontes ou viadutos), junto a obras de arte correntes e sobre estruturas enterradas de média / grande dimensão (altura “H” $\geq 2,5\text{m}$);
- Tipo II e tipo III - blocos técnicos a executar para passagens hidráulicas (estruturas enterradas de pequena dimensão (diâmetro ou lado “D” $\leq 2,5\text{m}$)), respetivamente novas e existentes;
- Tipo IV - blocos técnicos a implementar na transição para lajes / túneis.

Atendendo às intervenções a realizar, nomeadamente a fundação de aterros com recurso a inclusões rígidas associadas a uma plataforma de transferência de cargas, entendeu-se estender esta solução até às obras de arte, dispensando, na maior parte das situações, a execução de blocos técnicos. A exceção, refer-se apenas às PH's 128 e 129, que situando-se numa zona de fundação direta dos aterros terão associado um bloco técnico do tipo III (Figura 21).

No caso destas duas PH's, e numa extensão de 12,0 m, será realizada a sobreescavação necessária à colocação de uma mistura de agregado-cimento (material 4) com 1,35 m de espessura junto à obra de arte e 0,45 m de espessura a 12,0 m de distância. A transição de espessura será realizada em degraus de 4,0 m de extensão.

Junto à obra de arte, e numa extensão de 2,0 m, o material 4 será fundado numa camada de 0,50 m de espessura, de agregado britado de granulometria extensa.

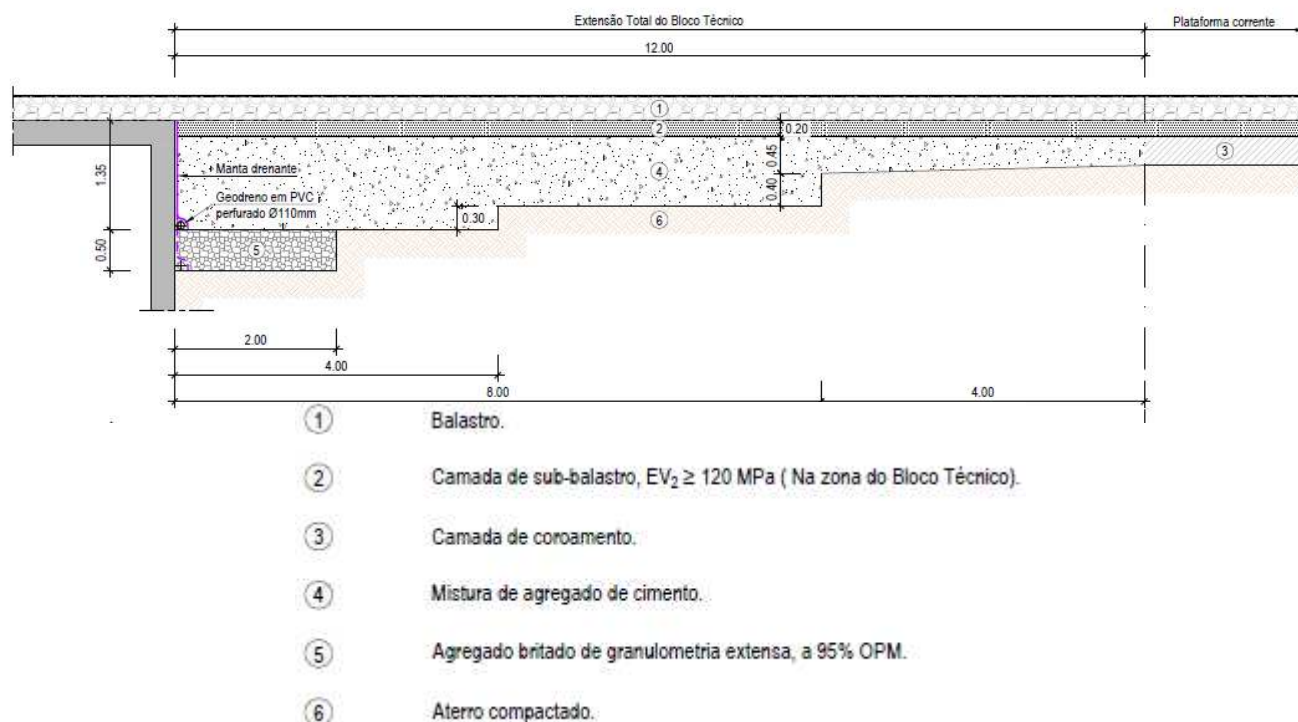


Figura 21 – Bloco Técnico Tipo III

10.3.5.2 Fundação dos blocos técnicos

Atendendo a que na fundação destas PH's não ocorrem solos compressíveis não se antevêm problemas relativamente a assentamentos diferenciais entre a estrutura e o respetivo aterro de aproximação.

10.3.5.3 Materiais

Materiais granulares britados

Os materiais granulares britados, provenientes da exploração de formações homogéneas, devem ser limpos, duros, pouco alteráveis sob a ação dos agentes climáticos, de qualidade uniforme e isentos de materiais decompostos, de matéria orgânica ou outras substâncias prejudiciais.

Devem respeitar seguintes especificações:

- Curva granulométrica (NP EN 933-1 e NP EN 933-2), de tipo contínuo, inserida no seguinte fuso:

Quadro 49 – Fuso granulométrico para materiais britados

Peneiros (mm)	Percentagem acumulada do material que passa
40,0	100
31,5	75-100
20,0	56-86
14,0	48-78
10,0	41-71
6,3	32-58
5,0	28-54
4,0	26-51
2,0	22-45
0,42	12-30
0,125	5-15
0,063	1-8

- Percentagem de material retido no peneiro 20mm $\leq$ 30%
- Limite de liquidez $\leq$ 25%
- Índice de plasticidade $\leq$ 6%
- Equivalente de areia $\geq$ 40%
- Valor de azul de metileno (material de dimensão inferior a 75 μ m) $\leq$ 1,5
- Perda por desgaste na máquina de Los Angeles (Gran. A) $\leq$ 45% (50% no caso de granitos)
- Teor em sulfatos $\leq$ 0,5%
- Índice de lamelação e alongamento $\leq$ 35%

Mistura “AGREGADO – CIMENTO”

Os agregados britados a utilizar na mistura com cimento, devem ser constituídos pelo produto de britagem de material explorado em formações homogêneas, devendo estar isentos de ramos, folhas, raízes, ervas, troncos, lixo, detritos orgânicos ou qualquer outra substância que prejudique a ligação com o cimento.

Deverão ainda ser acompanhados de certificação da conformidade de acordo com a legislação em vigor, obedecendo às especificações definidas no ponto anterior para os materiais granulares britados.

O cimento a utilizar será um cimento tipo CEMII/A-L da classe de resistência 32,5N, segundo a Norma Portuguesa NP EN 197-1 e NP EN 197-2 ou legislação em vigor, e obedecer às prescrições nela referidas para efeitos de fornecimento e receção dos cimentos.

10.4 MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Contando com a execução da solução de fundação, a execução da obra implicará a realização de escavações com um volume total de cerca de 177 562 m³ e de aterros com um volume total de cerca de 54 314 m³, resultando num balanço com excedente de terras.

Da análise dos resultados dos trabalhos de prospeção e ensaios realizados, verifica-se que os materiais resultantes das escavações em linha serão, essencialmente, constituídos por argilas arenosas, siltes arenosos e areias argilosas, no geral, classificados como solos do tipo A-6, A-7-5 e A-7-6 da classificação AASHTO e do tipo CL e SC da classificação unificada. Trata-se de solos com comportamento medíocre a mau e, portanto, de difícil reutilização nos aterros, pelo que a sua reutilização na construção dos aterros não é recomendável.

Assim, dadas estas condições, considera-se será necessário recorrer a solos selecionados de empréstimo para a execução dos aterros. As características dos solos a empregar nestes aterros deverão ser as seguintes:

- $w_L < 25$;
- $LL < 30$ %;
- $IP < 10$ %;
- $D_{máx} < 100$ mm;
- Matéria orgânica $< 0,02$ %;
- $CBR > 10$ %;
- Expansibilidade $< 0,02$ %.

Em alternativa, e tendo em conta a existência, a distâncias de transporte consideradas aceitáveis, de algumas pedreiras em laboração, admite-se que os materiais necessários para a construção de aterros poderão ser obtidos através do recurso a detritos de pedreira, os quais, com base na experiência do projetista, são bastante adequados à obra a contruir, obtendo-se, com eles, aterros de boas características mecânicas.

10.5 CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DA ESTRUTURA DA VIA

De acordo com a cartografia geológica, em conjunto com a informação recolhida quer no reconhecimento geológico de superfície, quer em campanhas de prospeção geotécnica, a plataforma ferroviária interessa terrenos caracterizados por uma heterogeneidade em termos granulométricos, como em termos de resistência e deformabilidade.

Com efeito, ocorrem ao nível da fundação da estrutura da via:

- Formações recentes (aterros);
- formações aluvionares do Holocénico (aluviões – lodos, argilas, areias e cascalheiras);
- depósitos sedimentares datados do Miocénico (argilas siltes e areias).

A maioria do traçado será constituída por aterros fundados em formações aluvionares, que, de acordo com a caracterização efetuada, possuem fracas características de resistência e de deformabilidade, traduzindo-se na ocorrência de assentamentos não compatíveis com a operação da via. Deste modo, concluiu-se, que sempre que ocorram aluviões lodosas ao nível da fundação dos aterros, será necessária a adoção de uma solução de inclusões rígidas associadas a uma plataforma de transferência de cargas, (ver Tomo 1.3 – Estruturas de proteção e estabilização da plataforma).

Em situações de aterro, dada a qualidade exigida para os materiais do coroamento, tipo QS3, já se encontram garantidas as condições de fundação da super-estrutura.

Em situações de escavação, tendo em consideração a natureza geológica dos terrenos atravessados, assim como a experiência do projetista em terrenos semelhantes, a generalidade dos solos ocorrentes enquadra-se na classe QS1 (da Classificação IRS 70719, 2020).

No Quadro 50 apresentam-se as principais características da classificação de terrenos utilizada.

Quadro 50 – Classificação de terrenos com base na especificação IRS 70719, 2020

Norma UIC-719-R (2008)	
Designação	Descrição
QS1	- Solos com 15 a 35% de finos e $I_p < 12\%$ - Solos mais de 35% de finos e $I_p > 12\%$ - Rochas brandas ou evolutivas
QS2	- Solos granulares com menos de 5% de finos e $C_u \leq 6$ - Misturas de cascalho com finos com 5 a 15% de finos e $C_u < 6$ - Rochas medianamente duras
QS3	- Solos granulares com menos de 5% de finos e $C_u \geq 6$ - Misturas de cascalho com finos com 5 a 15% de finos e $C_u \geq 6$ - Rochas duras, com $LA < 25$

Finos – materiais passados no peneiro #200 (ASTM); I_p – índice de plasticidade; C_u – Coeficiente de uniformidade; LA – Ensaio de desgaste Los Angeles

Tendo em consideração a fase de estudo e a informação geotécnica disponível, considerou-se que, em situações de escavação, para a obtenção de uma plataforma do tipo P3, será necessária a execução de uma camada de leito de via, com espessura de 0,50 m, constituída por solos QS3.

11 CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DE OBRAS DE ARTE E EDIFICAÇÕES

11.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo abordam-se, à luz dos resultados de trabalhos de prospeção e ensaios realizados as condições de fundação das estruturas de betão a construir, nomeadamente, das obras de arte e edificações.

11.2 PONTES

No âmbito do presente projeto de quadruplicação do troço entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, na Linha do Norte, serão construídas três novas pontes, a saber:

- PH 116-Ponte do Carregado, entre o PK 36+664 e o PK 36+700;
- PH 124/125/126 – Ponte de V. N. da Rainha, entre o PK 39+825 e o PK 39+935;
- Ponte pedonal de Vila Nova da Rainha, ao pk 39+875

11.2.1 PONTE SOBRE A VALA DO CARREGADO

A Ponte sobre a Vala do Carregado será uma solução do tipo “ponte integral”, em que o tabuleiro é monolítico com os pilares e encontros. A obra possui três vãos, de 10, 16 e 10m, com uma extensão total de 36m.

Nesta zona ocorrem depósitos aluvionares recentes (a), com cerca de 30 m de espessura, cobrindo o substrato miocénico, constituído pela formação areno-argilosa das Camadas de Vila Nova da Rainha (M¹⁻⁴).

Os depósitos aluvionares caracterizam-se por terem fracas características mecânicas. Com efeito, os depósitos aluvionares apresentam, neste local, um nível de lodos muito moles, com valores de N_{SPT} de zero pancadas até cerca de 7,5 m de profundidade. Inferiormente, entre 7,5 e 10,5 m de profundidade, ocorre uma lentícula de areias, que variam de soltas a medianamente compactas, com N_{SPT} de 5-6 pancadas a 20-27 pancadas, após o que se segue um nível de argilas muito duras, com valores de SPT entre 11 e 30 pancadas, até cerca de 28,0 m de profundidade.

Abaixo destes níveis aluvionares ocorre o substrato miocénico, apresentando uma faixa de terrenos descomprimidos, com 2-3 m de espessura e com N_{SPT} superior a 30 pancadas, subjacente ao qual esta formação apresenta nega no ensaio SPT.

Em face destas condições considera-se que todos os apoios desta ponte tenham de ser fundados indiretamente, na formação miocénica, imediatamente abaixo do horizonte de descompressão, onde ocorram valores de $N_{SPT} \geq 60$.

Após se ter atingido este nível, preconiza-se uma penetração abaixo dessa cota de cerca de três diâmetros na formação miocénica. Esse encastramento deverá ser confirmado em fase de obra, em função das condições geotécnicas de cada local de apoio.

11.2.2 PONTE DE VILA NOVA DA RAINHA

A Ponte de Vila Nova da Rainha será uma solução com tabuleiro em laje maciça (sem aligeiramento neste caso), apoiado em alinhamentos de pilares / estacas, com posicionamento adaptado às linhas de águas existentes. Trata-se de uma solução do tipo “ponte integral”, em que o tabuleiro é monolítico com os pilares e encontros.

Nesta zona ocorrem depósitos aluvionares recentes (a), com cerca de 25 m de espessura, cobrindo o substrato miocénico, constituído pela formação areno-argilosa das Camadas de Vila Nova da Rainha (M¹⁻⁴).

Os depósitos aluvionares apresentam constituição lodosa, muito mole a mole, até cerca de 24 m de profundidade, com valores de N_{SPT} entre 0 e 6 pancadas. Inferiormente, ocorre um nível de argila pouco espesso, de consistência média a dura, com SPT's de 7 e 10 pancadas, subjacente ao qual se encontra o substrato miocénico. Este é constituído por um primeiro horizonte mais descomprimido, em regra com valores de N_{SPT} entre 20 e 30 pancadas, com cerca de 3 – 4 m de espessura, abaixo do qual esta formação apresenta nega no ensaio SPT.

Este dispositivo geológico e geotécnico sofre, no entanto, uma alteração junto ao encontro esquerdo devido à provável existência de uma falha onde se encaixará o rio Ota. Da interpretação efetuada, trata-se de uma falha normal, com direção N-S e pendente para W, que apresentará um rejeito da ordem de 10 m. Deste modo, na zona do encontro esquerdo, que se situará no muro da falha, o Miocénico ocorre a cerca de 12 m de profundidade.

Em face destas condições considera-se que todos os apoios desta ponte tenham de ser fundados indiretamente, na formação miocénica, imediatamente abaixo do horizonte de descompressão, onde ocorram valores de $N_{SPT} \geq 60$.

Após se ter atingido este nível, preconiza-se uma penetração abaixo dessa cota de cerca de três diâmetros na formação miocénica. Esse encastramento deverá ser confirmado em fase de obra, em função das condições geotécnicas de cada local de apoio.

11.2.3 PONTE PEDONAL DE VILA NOVA DA RAINHA

Na zona desta ponte ocorrem depósitos aluvionares recentes (a), com cerca de 25 m de espessura, cobrindo o substrato miocénico, constituído pela formação areno-argilosa das Camadas de Vila Nova da Rainha (M¹⁻⁴).

Os depósitos aluvionares apresentam constituição lodosa, muito mole a mole, até cerca de 24 m de profundidade, com valores de N_{SPT} entre 0 e 6 pancadas. Inferiormente, ocorre um nível de argila pouco espesso, de consistência média a dura, com SPT's de 7 e 10 pancadas, subjacente ao qual se encontra o substrato miocénico. Este é constituído por um primeiro horizonte mais descomprimido, em regra com valores de N_{SPT} entre 20 e 30 pancadas, com cerca de 3 – 4 m de espessura, abaixo do qual esta formação apresenta nega no ensaio SPT.

Este dispositivo geológico e geotécnico sofre, no entanto, uma alteração junto ao encontro esquerdo devido à provável existência de uma falha onde se encaixará o rio Ota. Da interpretação efetuada, trata-se de uma falha normal, com direção N-S e pendente para W, que apresentará um rejeito da

ordem de 10 m. Deste modo, na zona do encontro esquerdo, que se situará no muro da falha, o Miocénico ocorre a cerca de 12 m de profundidade.

Em face destas condições considera-se que todos os apoios desta ponte tenham de ser fundados indiretamente, na formação miocénica, imediatamente abaixo do horizonte de descompressão, onde ocorram valores de $N_{SPT} \geq 60$.

Após se ter atingido este nível, preconiza-se uma penetração abaixo dessa cota de cerca de três diâmetros na formação miocénica. Esse encastramento deverá ser confirmado em fase de obra, em função das condições geotécnicas de cada local de apoio.

11.3 PASSAGENS HIDRÁULICAS

No âmbito da construção das obras de modernização da linha do Norte entre a futura estação de Vila Franca de Xira Norte e a atual estação da Azambuja, datada de 2004 - 2006, optou-se por deixar já preparadas as obras de drenagem transversal, nomeadamente as passagens hidráulicas (PH's), para "receber" a futura quadruplicação do troço.

De um modo geral, estas obras apresentam uma geometria na forma de quadro fechado, podendo ser constituídas por uma ou duas células.

A solução estrutural proposta para estas obras mantém a conceção estrutural das obras existentes, procedendo-se apenas à demolição da laje de tabuleiro existente e de parte dos montantes, alteamento dos montantes e execução de uma nova laje de tabuleiro à cota mais elevada possível, que garanta uma espessura mínima de 0,30 m de balastro sob as travessas.

No Quadro 51 apresenta-se um resumo das PH's a intervir.

Quadro 51 – Resumo das passagens hidráulicas (PH's) a intervir

Obra	Localização (Pk)	Secção	Altura (m)	Espessura de enrocamento na base (m)	Espessura de aluviões (m)	Profundidade do Miocénico com $N_{SPT} \geq 60$, a partir da superfície (m)
PH 114/115	36+060	2 x Box	3,77 a 3,99	1,5	30,3	32,0
PH 119-Pontão da Regateira	37+880	Box	4,33 a 4,71	1,5	20,0	22,8
PH 122	38+915	Box	4,36 a 4,39	1,5	28,3	31,3
PH 123	39+346	Box	4,53 a 5,16	1,5	28,5	30,2
PH 127	41+524	Box	3,63 a 3,75	1,5	13,5	18,4
PH 130A	43+131	Box	4,18 a 4,28	-	9,0	13,9
PH 132 – Pontão da Maia	44+750	Pontão	4,92 a 4,94	1,5	8,8	15,0

Com exceção da PH130A, que se encontra fundada indiretamente, estas obras têm fundação direta, com um prisma de enrocamento na base. De um modo geral, têm apresentado assentamentos, devido ao fenómeno de consolidação dos terrenos de fundação.

Deste modo, considera-se que será necessária a execução de um reforço da fundação destas estruturas, constituído por microstacas.

11.4 EDIFICAÇÕES

No âmbito do presente projeto de quadruplicação do troço entre Castanheira do Ribatejo e Azambuja, na Linha do Norte, ao nível de estações, apeadeiros e outras edificações serão realizadas as seguintes intervenções com implicações geológicas e geotécnicas.

- Apeadeiro do Carregado (PK 36+456) - alteamento da plataforma de passageiros junto ao Edifício de Passageiros, construção de novo edifício técnico e prolongamento para norte da plataforma do lado terra, com alteamento do troço sul.
- Apeadeiro de Vila Nova da Rainha (PK 40+553) - alteamento, alargamento e prolongamento da plataforma de passageiros do lado terra
- Apeadeiro de Espadanal de Azambuja (PK 43+196) - construção de uma nova SET com Torre GSM-R em edifício técnico de alvenaria/betão

Atendendo às intervenções a realizar, bem como às cargas em questão, prevê-se, em geral, uma solução de fundações diretas por meio de sapatas maciças pontuais e corridas, ligadas entre si por vigas de fundação, na zona do apeadeiro de Vila Nova da Rainha. Nas restantes estrutura, deverá prever o recurso a fundações indiretas, quer através de estacas, quer através de microestacas.

Nota informativa:

A presente publicação é da exclusiva responsabilidade da Infraestruturas de Portugal e não reflete necessariamente a opinião da União Europeia.

ANEXOS

ANEXO 1

TRABALHOS DE PROSPEÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DE CAMPANHAS ANTERIORES

ANEXO 1.1

POÇOS DE RECONHECIMENTO

ANEXO 1.2

SONDAGENS MECÂNICAS

ANEXO 1.3

ENSAIOS COM MOLINETE (VANE TESTS)

ANEXO 1.4

ENSAIOS CPT

ANEXO 1.5

ENSAIOS DE LABORATÓRIO

ANEXO 2

TRABALHOS DE PROSPEÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DA FASE DE ESTUDO PRÉVIO

ANEXO 2.1

POÇOS DE AUSCULTAÇÃO DE VIA (PAV)

ANEXO 2.2

ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA LIGEIRA (PDL)

ANEXO 2.3

ENSAIOS DE CARGA COM PLACA (ECP)

ANEXO 2.4

ENSAIOS DE LABORATÓRIO

ANEXO 3

TRABALHOS DE PROSPEÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DA FASE DE PROJETO DE EXECUÇÃO

ANEXO 3.1

PERFIS SÍSMICOS COM O MÉTODO MASW

ANEXO 3.2

ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPTu)

ANEXO 3.3

SONDAGENS MECÂNICAS

ANEXO 3.4

ENSAIOS DE LABORATÓRIO