Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações

EP – Estradas de Portugal, S.A.

SPER – Sociedade Portuguesa para a Construção e Exploração Rodoviária, S.A.

EDIFER, DRAGADOS, TECNOVIA, CONDURIL

RODOVIAS DO BAIXO ALENTEJO ACE

SUBCONCESSÃO DA AUTO-ESTRADA DO BAIXO ALENTEJO

LANÇO E

IP2-ÉVORA (A6/IP7) / S. MANÇOS

PE 1.3 - GEOLOGIA E GEOTECNIA

IT 882-E-06 000-E-C	REV.	/	A	B	C	D	E	F	G
	DATA	10-02-01-	10-4-19	10-05-18	10-06-07				
	POR	JJA	JJA	JJA	JJA				

PEÇAS DO PROJECTO

PE 0. PEÇAS GERAIS (Volume Síntese)

PE 1. TERRAPLENAGEM

PARTE 1.1. GEOMETRIA DO TRAÇADO

PARTE 1.2. TERRAPLENAGEM GERAL DO SUBLANÇO

PARTE 1.3. GEOLOGIA E GEOTECNIA

PARTE 1.4. IMPLANTAÇÃO E DADOS TOPOGRÁFICOS

PE 2. DRENAGEM

PE 3. NÓS DE LIGAÇÃO

PE 4. RESTABELECIMENTOS E SERVENTIAS RURAIS

PE 5. PAVIMENTAÇÃO

PE 6. EQUIPAMENTO DE SEGURANÇA

PE 7.VEDAÇÕES

PE 8. INTEGRAÇÃO PAISAGÍSTICA

PE 9. ILUMINAÇÃO

PE. 10. TELECOMUNICAÇÕES

PE. 12. SINALIZAÇÃO HORIZONTAL E VERTICAL

PE. 13. OBRAS DE ARTE CORRENTES

PE. 14. OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

PE. 17. SERVIÇOS AFECTADOS

PE 20. EXPROPRIAÇÕES

RECAPE

ÍNDICE

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

1. INTRODUÇÃO 6
2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO 7
2.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS GERAIS 7
2.2. LITOESTRATIGRAFIA 9
2.3. TECTÓNICA 13
2.4. GEOMORFOLOGIA 14
2.5. HIDROGEOLOGIA 15
2.5.1. Níveis Freáticos 17
2.6. SISMICIDADE 19
3. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO 25
3.1. LEVANTAMENTOS REALIZADOS 25
3.2. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA 31
3.3. PROSPECÇÃO MECÂNICA 32
3.3.1. Sondagens 32
3.3.2. Poços 38
3.3.3. Penetrações dinâmicas 41
3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO 43
3.5. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS. GRUPOS GEOTÉCNICOS 47
3.5.1. Descrição dos materiais 47
3.5.2. Resumo de parâmetros geotécnicos 102
3.6. NÍVEL FREÁTICO 103
4. TERRAPLENAGENS 105
4.1. INTRODUÇÃO 105
4.2. DECAPAGEM. 105
4.3. ESCAVAÇÕES 107
4.3.1. Introdução 107
4.3.2. Metodologia de cálculo. Rotura Global e Estrutural dos Taludes 116
4.3.3. Estudo pormenorizado de escavações 121
4.3.4. Escavabilidade dos Materiais 181
4.3.5. Reutilização dos Materiais de Escavação 186
4.3.6. Recomendações construtivas e medidas complementares 189
4.3.7. Quadro resumo de escavações 190
4.4. ATERROS 195
4.4.1. Introdução 195
4.4.2. Metodologia de cálculo 198
4.4.3. Dados de partida e hipóteses de cálculo 202
4.4.4. Análise da estabilidade do corpo do aterro 208
4.4.5. Aterros existentes ao longo do traçado 210
4.4.6. Medidas construtivas de carácter geral 244
4.4.7. Medidas construtivas de carácter específico 247
4.4.8. Aterros técnicos 248
4.4.9. Quadro resumo de aterros 249
4.5. PARTE SUPERIOR DO ATERRO E CAMADA DE LEITO DO PAVIMENTO 256
4.5.1. Aterros 257
4.5.2. Escavações 258
4.6. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO 262
4.6.1. Introdução 262
4.6.2. Classificação de materiais para sua reutilização em obra 262
4.6.3. Materiais necessários à obra 265
4.6.4. Materiais procedentes das escavações ao longo do traçado 266
4.6.5. Materiais procedentes das zonas de empréstimo 273

4.6.6. Coeficientes de Empolamento 274
4.6.7. Materiais Exteriores ao Traçado 275
4.6.8. Proveniência do Material 278
5. FUNDAÇÃO DE ESTRUTURAS 285
5.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO 285
5.1.1. Fundação superficial 285
5.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA 287
5.2.1. Características de resistência e deformabilidade de areias e argilas em função do resultado dos ensaios de penetração standard (SPT) 287
5.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS 291
5.3.1. Execução de taludes de escavação 291
5.4. CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES DAS OBRAS DE ARTE 292
5.4.1. Passagens superiores – Porticos- Viadutos 293
5.4.2. Passagens inferiores 298
5.5. RESUMO DAS FUNDAÇÕES DAS OBRAS DE ARTE 299
6. BIBLIOGRAFIA 302
7. QUADROS 303
8. FIGURAS 307

ANEXOS

ANEXO I. PROSPECÇÕES REALIZADAS
ANEXO I.1. POÇOS
ANEXO I.2. SONDAGENS
ANEXO I.3. PENETRAÇÕES DINÂMICAS (DPSH)
ANEXO I.4. PERFIS SÍSMICOS
ANEXO II. ENSAIOS DE LABORATÓRIO
ANEXO II.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO SOBRE AMOSTRAS DE POÇOS
ANEXO II.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO SOBRE AMOSTRAS DE SONDAGENS
ANEXO III. NÍVEIS DE ÁGUA EM SONDAGENS
ANEXO IV. INVENTÁRIO DE TALUDES
ANEXO V. INVENTÁRIO ESTAÇÕES GEOMECÂNICAS
ANEXO VI. INVENTÁRIO DE ESTAÇÕES DE CAMPO
ANEXO VII PONTOS DE ÁGUA
ANEXO VIII. INVENTÁRIO DE PEDREIRAS
ANEXO IX. INVENTÁRIO DAS CENTRAIS DE BETÃO
ANEXO X. LOCALIZAÇÃO DE PEDREIRAS E CENTRAIS DE BETÃO

Nº DO DESENHO	DESIGNAÇÃO
	PLANTAS DE LOCALIZAÇÃO GERAIS
882-E-06010-E-C	ENQUADRAMENTO REGIONAL
882-E-06020-E-C	PLANTA DO ÂMBITO DE PROJECTO
882-E-06030-E-C	ESBOÇO COROGRÁFICO
	LEGENDA GERAL
882-E-06100-E-C	LEGENDA GERAL
	PLANTA GEOLÓGICA E PERFIL GEOTÉCNICO
882-E-06110-E-C	PLENA VIA
	PLANTA GEOLÓGICA
882-E-06210-E-C	NÓ DE VALE FIGUEIRAS.
	PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL
882-E-06211-E-C	NÓ DE VALE FIGUEIRAS. RAMO G
882-E-06212-E-C	NÓ DE VALE FIGUEIRAS. RAMO A e RAMO D
882-E-06213-E-C	NÓ DE VALE FIGUEIRAS. RAMO E e RAMO B
882-E-06214-E-C	NÓ DE VALE FIGUEIRAS. RAMO C e RAMO F
882-E-06215-E-C	NÓ DE VALE FIGUEIRAS. ROTUNDA 1 e ROTUNDA 2
	PLANTA GEOLÓGICA
882-E-06220-E-C	NÓ DA FONTE BOA DO DEGEBE.
	PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL
882-E-06221-E-C	NÓ DA FONTE BOA DO DEGEBE. RAMO A e RAMO D
882-E-06222-E-C	NÓ DA FONTE BOA DO DEGEBE. RAMO E e RAMO B
882-E-06223-E-C	NÓ DA FONTE BOA DO DEGEBE. RAMO C e RAMO G
882-E-06224-E-C	NÓ DA FONTE BOA DO DEGEBE. RAMO F e ROTUNDA 1
882-E-06225-E-C	NÓ DA FONTE BOA DO DEGEBE. ROTUNDA 2
	PLANTA GEOLÓGICA
882-E-06230-E-C	NÓ DO MONTE PINHEIROS.
	PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL
882-E-06231-E-C	NÓ DO MONTE PINHEIROS. RAMO A e RAMO B
882-E-06232-E-C	NÓ DO MONTE PINHEIROS. RAMO C e RAMO D
882-E-06233-E-C	NÓ DO MONTE PINHEIROS. RAMO E e RAMO F
882-E-06234-E-C	NÓ DO MONTE PINHEIROS. RAMO A+B
882-E-06235-E-C	NÓ DO MONTE PINHEIROS. ROTUNDA
	PLANTA DE LOCALIZAÇÃO GERAL
882-E-06300-E-C	LOCALIZAÇÃO DE LOCAIS INVENTARIADOS
882-E-06400-E-C	LOCALIZAÇÃO DE MANCHAS DE EMPRÉSTIMO

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

1. INTRODUÇÃO

O objectivo do presente documento é apresentar os avanços no estudo geológico do lanço E, um dos lanços de nova construção da Subconcessão Baixo Alentejo.

O troço consta de 23.208,73m dos quais a atuação chega até ao p.k.22+359; nos últimos 849,07m não existe nenhum tipo de atuação mantendo-se as características da via existente. O final do troço conecta com o inicio do *lanço G*.

Os 23,208 quilómetros de comprimento do lanço E desenvolvem-se essencialmente sobre maciços rochosos, embora estes apresentem em geral um recobrimento considerável de rocha muito alterada a decomposta.

Os reconhecimentos geológicos da presente fase de Estudo Geológico poderão resumir-se do seguinte modo:

- Confirmação da cartografia geológica, pondo especial atenção nas zonas problemáticas intersectadas pelo corredor em estudo.
- Investigação dos taludes existentes mediante a realização de um inventário de taludes cujas fichas contêm dados geométricos e do comportamento do talude, bem como a caracterização do maciço rochoso.
- Realização de estações geomecânicas que permitem a caracterização do maciço rochoso com base em observações realizadas à superfície. Os parâmetros observados (orientação dos planos das famílias de diaclases, espaçamento, abertura, rugosidade, presença de água e preenchimentos, etc.), permitem a atribuição do correspondente índice RMR e a caracterização das descontinuidades estruturais.
- Inventário de pontos de água. Foram localizados os poços de abastecimento e exsurgências artificiais ou naturais, mais próximos do traçado e as áreas de baixa permeabilidade associadas a escavações ou albufeiras.

Foi recolhida e analisada toda a informação geológica e geotécnica existente, nomeadamente:

- Subconcessão da Auto-Estrada do Baixo Alentejo. Estudo de Incidências Ambientais. MOPTC, EP, GR, Q, INFRACONSULT, GEOSOLVE. Set 2008;
- Carta Geológica de Portugal à escala 1:500.000, emitida pelo Instituto Geológico e Mineiro (IGM);
- Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000, folhas que abrangem este lanço e respectivas notícias explicativas, emitidas pelo Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação (INETI);
- “Concurso público internacional para a Subconcessão da Auto-Estrada do Baixo Alentejo - Proposta Final. GR Baixo Alentejo”.

No **Quadro 1-1** seguinte indica-se o N.º das folhas das Cartas geológicas que abrangem o lanço em estudo.

Escala da Carta Geológica	Nº da Folha	Denominação da Folha
1:50.000	36-C	ARRAIOLOS
	40-A	ÉVORA
	40-B	REGUENGOS DE MONSARAZ

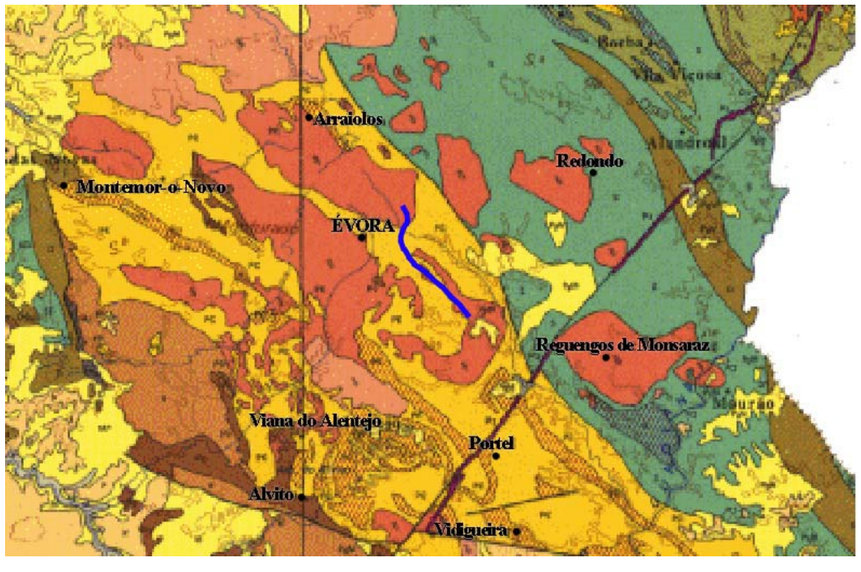
Quadro 1-1 Cartas Geológicas de Portugal que abrangem o lanço E do corredor em estudo.

2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

2.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS GERAIS

O lanço E da Subconcessão do Baixo Alentejo (Nó da A6 Évora Nascente /Nó do IP2 de São Manços) em análise, corresponde a uma nova via rodoviária a construir que se desenvolve essencialmente no sentido Norte / Sul com início junto ao nó da A6 Évora nascente e terminando junto ao nó de São Manços (IP2), totalizando 23,21 km. A área está caracterizada geologicamente por 3 Cartas Geológicas de Portugal as quais compreendem uma multiplicidade de formações e de unidades geológicas.

A figura seguinte (**Figura 2-1**) apresenta o traçado do lanço E sobre a Carta Geológica de Portugal do Atlas do Ambiente á escala 1:1 000.000 da Secretaria de Estado do Ambiente e Recursos Naturais.



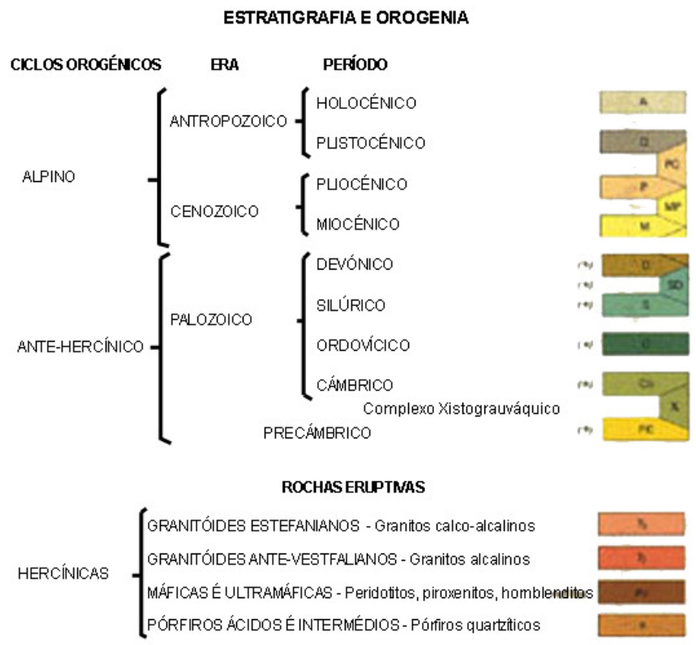


Figura. 2-1. Excerto da Carta Geológica de Portugal do Atlas do Ambiente (escala original 1:1 000.000) com o traçado do lanço E (linha azul).

O lanço E está enquadrado na Zona de Ossa-Morena (ZOM), que corresponde a uma das grandes unidades paleogeográficas e geotectónicas em que se encontra dividido o Maciço Hespérico.

Ao longo do traçado afloram as seguintes formações:

- Depósitos aluvionares, com pequena expressão ao longo do traçado, com excepção para as zonas de linhas de água, essencialmente na Ribeira do Freixo e no Rio Degebe, surgem essencialmente no primeiro terço do traçado.

- Depósitos de cascalheira do tipo “ranha”, ocorrem sensivelmente a meio do troço, ligeiramente a oeste do traçado, somente ao longo de 300 m.
- Formação de Xistos de Moura, ocorre na primeira metade do traçado, numa extensão de aproximadamente 6 km, o corresponde a cerca de 25% do traçado.
- Complexo Migmatítico, surge na segunda metade do traçado, intercalado com as formações ígneas, ao longo de sensivelmente 5.5 km, correspondendo a 23% do traçado.
- Tonalitos e Quartzodioritos são as litologias predominantes ao longo do traçado. Encontram-se presentes desde o início, até ao final do troço, com excepção para a zona central, onde afloram formações metamórficas. Representa cerca de metade do traçado.

Para a análise das formações geológicas além das Cartas Geológicas utilizadas foi realizado trabalho de campo para confirmar a cartografia. A descrição das unidades litológicas foi feita com base nas Cartas Geológicas à escala 1/50.000 e na informação obtida dos reconhecimentos de campo.

Para facilidade de interpretação e de leitura com as peças desenhadas, apresenta-se no **quadro 2-1** uma correspondência entre as legendas das três cartas utilizadas, no que respeita às litologias interessadas pelo traçado.

Formações		**Carta Geológica 1/50000**					
		Folha 36-C Arraiolos		**Folha 40-A Évora**		**Folha 40-B Reguengos de Monsaraz**	
Depósitos aluvionares (Holocénico)	Q_{AL}	-	-	a	Aluviões	a	Aluviões
Depósitos tipo “ranha” (Plio-Plistocénico)	PQ	-	-	Q	Depósitos de Cascalheiras	PQ	Cascalheira do tipo “ranha”
Formação de Xistos de Moura (Ordovícico - Silúrico)	M_{o-MX}	Mo	Formação de Xistos de Moura	Z	Micaxistos	Mo	Formação de Xistos de Moura
	M_{o-C+M}			Z’	Corneanas		
Complexo Migmatítico (Hercínico)	G_N	γz	Migmatitos e gnaisses migmatíticos	γz	Gnaisses granitóides e migmatitos	γz	Gnaisses migmatíticos
Rochas Intrusivas (Hercínico)	$Q_{D/T}$	Δq	Tonalitos	Δ γm	Quartzodioritos e granodioritos	Δqz	Tonalitos gnaissicos

Quadro 2-1: Correspondência entre as legendas das Cartas Geológicas à escala 1/50.000.

No **quadro 2-2**, apresenta-se a distribuição das formações geológicas ao longo do traçado E.

Traçado - P.K. aproximado	Formação Geológica
0+000 – 2+800	$Q_{D/T}$
2+800 – 2+855	Q_{AL}
2+855 – 5+080	$Q_{D/T}$
5+080 – 8+040	M_{O-C+M}
8+040 – 8+100	Q_{AL}
8+100 – 8+530	M_{O-MX}
8+530 – 8+575	Q_{AL}
8+570 – 9+360	M_{O-MX}
9+360 – 10+750	M_{O-C+M}
10+750 – 10+780	Q_{AL}
10+780 – 11+640	M_{O-C+M}
11+640 – 14+320	G_N
14+320 – 14+840	$Q_{D/T}$
14+840 – 14+910	Q_{AL}
14+910 – 15+830	$Q_{D/T}$
15+830 – 15+840	Q_{AL}
15+840 – 16+180	$Q_{D/T}$
16+180 – 18+135	G_N
18+135 – 20+825	$Q_{D/T}$
20+825 – 20+860	Q_{AL}
20+860 – 23+208	$Q_{D/T}$

Quadro 2-2: Distribuição das formações geológicas ao longo do traçado E.

2.2. LITOESTRATIGRAFIA

- **<u>Holocénico</u>**

  - **Aluviões:** correspondem a depósitos de material arenoso de grão médio a grosseiro, com seixos de Quartzo e litoclastos sub-rolados das litologias envolventes. Estes depósitos encontram-se nos leitos das linhas de água da região, como o Rio Degebe, a Ribeira do Freixo e outras linhas de água de menor expressão. Tratam-se de depósitos com fraca representação, quer a nível de extensão, quer a nível de espessura, com uma profundidade máxima de 3,80 m.

Foto 2-1- Depósitos arenosos aluvionares (Q_{AL}), Pk≈2+900

- **<u>Formação dos "Xistos de Moura"</u>**

Esta formação metamórfica pertencente ao Ordovícico e ao Silúrico, é constituída por uma grande variedade litológica que poderá ser agrupada nas seguintes unidades litológicas:

o **Micaxistos:** Tratam-se de rochas pelíticas com xistosidade marcada pelos minerais micáceos (moscovite e biotite), de tonalidades acinzentadas e acastanhadas escuras. Apresentam por vezes texturas porfiroblásticas, indiciadoras da sobreposição de fenómenos de metamorfismo de contacto, induzidos pela instalação dos maciços eruptivos. O quartzo, quando presente, constitui um mosaico granoblástico.

Esta formação apresenta um elevado grau de alteração (W_{4-5}) à superfície, até profundidades na ordem dos 7.50 m. Constituindo de um modo geral uma camada superficial de solo residual, composto por material argilo-siltoso acastanhado, com litoclastos de micaxisto sub-angulosos. Pontualmente, ocorrem de forma descontínua afloramentos de Micaxisto medianamente alterados (W_3) e fracturados (F_{4-5}).

Foto 2-2- Micaxistos(M_{O-MX}), Pk≈10+500

o **Anfibolitos:** São rochas maciças, de cor negra e esverdeada escura, de granularidade grosseira, com veios de quartzo e frequentemente bandeadas. Estas litologias ocorrem associadas a micaxistos muito ricos em quartzo, segundo intercalações descontínuas. A transição entre estas litologias é por vezes gradual, fazendo-se por intermédio de anfibolitos lenticulares intercalados nos micaxistos.

Superficialmente, o maciço apresenta-se muito alterado a decomposto (W_{4-5}), transformado em solo residual de granulometria grosseira, com matriz areno-siltosa dominante. Pontualmente, ocorrem afloramentos de anfibolito medianamente alterado(W_3) e medianamente fracturado (F_3).

Foto 2-3- Anfibolito (M_{O-C+M}), Pk≈5+675

- **Xistos Bandados (Metapsamitos):** Neste grupo de rochas encontram-se representados sobretudo xistos quartzo-feldspáticos, associados a quartzomicaxistos. Estão também incluídos neste grupo metagrauvaques e corneanas. Estas rochas apresentam normalmente um bandado muito pronunciado, acompanhado por intensos fenómenos dúcteis de dobramento. Os constituintes mineralógicos dispõem-se em bandas alternantes, originando texturas lepidogranoblásticas. A proximidade do contacto com os micaxistos é denunciada pela ocorrência de frequentes intercalações pelíticas (micaxistos) e através da presença de abundantes veios de quartzo de exsudação.

  As corneanas são rochas originadas por metamorfismo de contacto, predominando as corneanas calcíticas ou calco-silicatadas. Estas ocorrem junto do rio Degebe, apresentando tons acinzentados. Regra geral, estas litologias apresentam-se pouco alteradas (W_2) e medianamente fracturadas (F_3).

Superficialmente, o maciço apresenta-se igualmente muito alterado a decomposto (W_{4-5}), transformado em solo residual de granulometria fina, com matriz argilo-siltosa dominante. Pontualmente, ocorrem afloramentos medianamente alterados (W_3) e medianamente fracturados (F_3).

Foto 2-4- Xistos Bandados (M_{O-C+M}), Pk≈10+600

Foto 2-5- Corneanas (M_{O-C+M}), Pk≈8+100

- **Complexo migmatítico**
  - **Gnaisses graníticos e migmatíticos:** Esta unidade pertencente ao maciço de Évora engloba gnaisses e migmatitos com texturas muito variadas. Apresentam composição mineralógica, tonalidades e graus de alteração semelhantes aos das formações eruptivas, diferenciando-se apenas na orientação dos constituintes mineralógicos (gnaissosidade/foliação). Tratam-se de rochas de aspecto homogéneo e contínuo, com foliação bem marcada, resultantes de processos tectónicos regionais. A passagem às rochas granitóides, não orientadas, é gradual e inclui termos de transição de quartzodioritos vagamente gnaissóides.

    Estes materiais encontram-se muito alterados a decompostos (W_{4-5}) à superfície, até profundidades na ordem dos 7.50 m. Constituindo de um modo geral uma camada superficial de solo residual, composto por material argilo-siltoso , com litoclastos sub-angulosos. Pontualmente, ocorrem de forma descontínua afloramentos de gnaisses pouco alterados (W_2) e pouco fracturados (F_2).

Foto 2-6- Gnaisse (G_N), Pk≈16+450

- **Rochas Intrusivas Hercínicas**
  - **Tonalitos e Quartzodioritos:** Estas litologias correspondem a rochas granitóides, não orientadas, constituindo a maior parte do maciço eruptivo. Tratam-se de rochas de natureza intermédia, faneríticas, não porfiróides, por vezes com gnaissosidade patente. Normalmente apresentam grão médio, com tonalidades acinzentadas.

    Superficialmente, estas rochas apresentam-se muito alteradas a decompostas (W_{4-5}). Este nível de alteração, em alguns locais, pode atingir profundidades na ordem dos 15.00 m. Constituindo de um modo geral uma camada superficial de solo residual, composto por material areno-argiloso , com litoclastos sub-angulosos. Pontualmente, ocorrem de forma descontínua afloramentos de Tonalito e de Quartzodiorito pouco alterados (W_2) e pouco fracturados (F_2).

Foto 2-7- Tonalito ($Q_{D/T}$), Pk≈4+550

2.3. TECTÓNICA

Os terrenos da Zona de Ossa-Morena foram atingidos por duas fases principais de dobramento, seguidas de deformações frágeis, que deram origem a cavalgamentos e desligamentos. Ambos pertencem ao ciclo orogénico hercínico. Regra geral, esta região apresenta dobramentos com orientação geral NW-SE, planos axiais sub verticais e veemências para sudoeste.

A primeira fase de deformação, com orientação NNW-SSE a N-S, originou dobramentos em isoclinal sinmetamórficos e xistosidade de fluxo. Posteriormente estas estruturas foram atingidas por nova fase de compressão, que foi responsável pelo dobramento intenso, de amplitude diversa. A orientação geral das dobras é geralmente NW-SE, com eixos mergulhando no máximo 20º, e apresentando planos axiais fortemente inclinados, com vergência para SW a WSW.

Posteriormente, as formações cristalinas foram afectadas por uma tectónica do tipo frágil, que retomou as estruturas anteriores, gerando assim os grandes traços da configuração estrutural da região. Consequentemente, geraram-se acidentes tectónicos longitudinais com orientação NW-SE a WNW-ESE, que parecem traduzir manifestações tardias da segunda fase de dobramento.

Sucede-se uma fase de fracturação tardi-hercínica, que produziu uma rede de falhas, predominantemente com direcção NE-SW. Estas falhas encontram-se, por vezes, acompanhadas do sistema conjugado de falhas de direcção NW-SE que produziram desligamentos. Diversas fracturas transversais foram preenchidas por rochas filonianas, geralmente por pórfiros graníticos e microdioritos.

Relativamente à idade das fases de dobramento, admite-se que a primeira fase da orogenia hercínica teve lugar entre o Devónico médio e o superior, enquanto a segunda fase ocorreu muito provavelmente durante o Vestefaniano médio.

De acordo com a Carta Neotectónica de Portugal Continental, na escala 1/1000000 (*IGM, J. Cabral, 1988*), verifica-se a existência de vários acidentes tectónicos activos nas imediações do traçado, onde se inclui a Falha da Messejana, a Falha de Grândola e a Falha da Vidigueira-Moura (**Figura 2-2**).

Figura 2-2 – Carta Neotectónica (falhas a vermelho) sobreposta a carta geológica de Portugal, escala original 1: 1 000 000, com o traçado do lanço E (linha azul).

A falha da Messejana constitui um dos acidentes estruturais mais importantes da Península Ibérica, aflorando ao longo de mais de 500 km de extensão. Trata-se de um desligamento esquerdo de orientação próxima de NE-SW, com separação máxima horizontal da ordem de 2 a 3 km. É uma estrutura tectónica que penetra profundamente na crosta continental, como evidencia a presença de rochas doleríticas intruídas que constituem o chamado “grande filão do Alentejo”.

Embora não existam grandes evidências de actividade recente, estudos baseados em critérios litoestratigráficos e geomorfológicos envolvendo os depósitos do tipo “ranha”, apontam para uma taxa média de deformação vertical máxima de 0.05 mm/ano, nos últimos 2 Ma (RGG).

A Falha de Grândola, com cerca de 65 km, dos quais 35 km ocultos, corresponde a um desligamento esquerdo varisco, reactivado durante o Pliocénico superior e/ou Quaternário, com componente vertical de movimentação de tipo normal. Vários autores inferem um deslocamento vertical máximo na falha de Grândola da ordem dos 150 m nos últimos 2.5 a 2 Ma, o que equivale a uma taxa de actividade compreendida entre 0.06 mm/ano e 0.0075 mm/ano (a componente de desligamento não está quantificada).

A falha da Vidigueira-Moura localiza-se na zona de transição entre o Baixo e o Alto Alentejo, separando a Serra do Portel e a peneplanície. Apresenta uma orientação sensivelmente WNW-ESSE a E-W, correspondendo a um antigo acidente varisco reactivado no terciário e quaternário, com uma extensão aproximada de 65 km.

Segundo alguns autores, esta falha é provavelmente a estrutura activa mais importante de todo o Baixo Alentejo Oriental. Esta cruza a falha da Messejana, sendo a relação entre as duas falhas complexa.

Quanto à sua taxa média de deslocamento vertical, os valores variam entre um mínimo de 0,005 - 0,035 mm/ano e um máximo de 0,015 – 0,095 mm/ano.

2.4. GEOMORFOLOGIA

O troço E desenvolve-se ao longo de uma região com características de modelado francamente aplanado, região vulgarmente designada por “Peneplanície Alentejana”, que reflecte, para além da evolução paleogeográfica da região, as características litológicas e estruturais do maciço.

A Geomorfologia da região é caracterizada por aplanação extensa e razoavelmente bem conservada, com ondulações suaves, tendencialmente arrendondadas no topo, correspondentes a rugosidades residuais, que alternam pequenas depressões, onde se estabelecem cursos de água pouco entalhados, de caudal intermitente e com depósitos aluvionares pouco representativos.

Ao nível do traçado, é possível individualizar alguns trechos com características morfológicas diferenciadas, função, essencialmente, da litologia das formações geológicas aflorantes.

Quando o traçado se desenvolve na dependência das formações eruptivas e das formações migmatíticas, cujos processos de alteração originam uma morfologia aplanada, as características geomorfológicas tipificam bem a “peneplanície”. O relevo é tipicamente aplanado, com pequenas ondulações, sendo ligeiramente dissecado pela rede hidrográfica. A planície desenvolve-se de forma muito regular, com altitudes variáveis, frequentemente entre os 240 - 260 m ao início do troço, e entre os 260 - 210 m para o final do troço.

Quando o traçado se desenvolve na dependência dos terrenos metamórficos da Formação de Xistos de Moura, a dissecação do relevo e a densidade da rede hidrográfica são mais marcados. As variações litológicas e, consequentemente, as variações mineralógicas e texturais que caracterizam esta formação, traduzem-se por comportamentos diferenciados face aos agentes erosivos. As linhas de água tendem a apresentar um certo entalhamento, como por exemplo o rio Degebe, a que se sucedem interflúvios pronunciados e com inclinações assinaláveis. As altitudes variam entre os 240 m nos vales das linhas de água e os 280 m aproximadamente no topo das elevações.

Deste modo, o traçado caracteriza-se por uma morfologia aplanada, correspondente aos afloramentos de rochas eruptivas e migmatíticas, que se encontra rebaixada em relação aos relevos metamórficos envolventes.

2.5. HIDROGEOLOGIA

A zona em estudo enquadra-se na unidade hidrogeológica correspondente ao Maciço Antigo (Maciço Hespérico, ou Ibérico), que é caracterizada por uma relativa uniformidade em termos hidrogeológicos, e em termo gerais com pouca aptidão hidrogeológica, mas onde se distinguem algumas subunidades correspondentes às divisões geoestruturais do Maciço.

A partir da observação da **Figura 2-3**, que apresenta os sistemas aquíferos classificados na região envolvente ao traçado, verifica-se que a área interessada pelo lanço E, ao longo de todo o seu traçado, não intersecta nenhum dos sistemas aquíferos identificados, classificando-se como maciço antigo indiferenciado (A0).

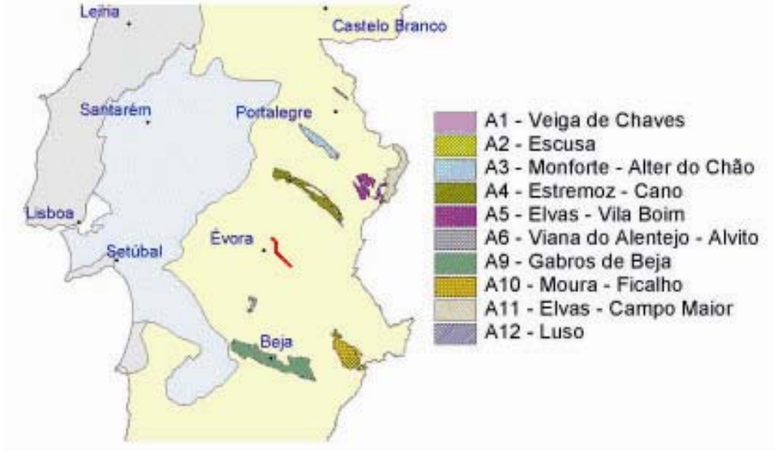


Figura 2-3. Excerto do mapa de sistemas aquíferos de Portugal (INAG - SNIRH). A linha encarnada indica a zona onde se insere o traçado do Lanço E.

O lanço E, pertencente à Zona de Ossa-Morena, é constituído essencialmente por rochas eruptivas e metassedimentares, com fraca aptidão aquífera. Estas rochas originam aquíferos, regra geral, livres, descontínuos e de produtividade baixa. As formações eruptivas, regra geral, apresentam uma maior produtividade, em comparação com as formações metamórficas.

Estas formações geológicas constituem um meio heterogéneo, onde a circulação hídrica subterrânea se processa através de dois meios hidraulicamente interligados. As zonas superficiais, mais alteradas a decompostas, com permeabilidade intersticial e as zonas de permeabilidade fissural, através da fracturação existente nos maciços em profundidade.

De acordo com os dados do INAG (SNIRH, 2000), verifica-se que as águas do maciço cristalofílico de Évora e dos granodioritos de Reguengos apresentam uma má qualidade para o consumo humano, com valores de sódio, de magnésio e de nitratos acima dos Valores Máximos Recomendados (VMR). Para as formações metamórficas (xistos) da região de Évora, verificam-se, essencialmente, valores de nitratos bastante elevados.

O abastecimento das povoações, no concelho de Évora, é realizado principalmente através das águas superficiais (Barragens / Albufeiras) e em menor parte, pelas águas subterrâneas.

As linhas de água da região organizam-se em redes hidrográficas de aspecto dendrítico, por vezes com disposição tendencialmente rectangular.

Nas zonas do traçado de morfologia mais aplanada a rede hidrográfica é pouco densa, ocupando apenas as depressões mais pronunciadas na topografia. As linhas de água correm ao longo de vales bastante abertos e pouco encaixados, com perfil transversal simétrico. Os canais fluviais principais apresentam um traçado praticamente rectilíneo, com índices de sinuosidade baixos.

Para as zonas de traçado com morfologia mais acidentada, correspondendo às formações metamórficas, a densidade da rede de drenagem cresce consideravelmente. O entalhamento das linhas de água torna-se mais sinuoso, definindo por vezes interflúvios com vertentes declivosas.

A região é drenada principalmente pela bacia hidrográfica do rio Degebe, a Norte, e, em menor escala, pelas cabeceiras da bacia hidrográfica da ribeira do Álamo a Sul.

Na região, o acesso à água subterrânea para o consumo humano, para a agricultura ou para outros fins, faz-se essencialmente através de poços, furos, albufeiras e pequenas bolsas (Fotos 2-8, 2-9, 2-10, 2-11).

Foto 2-8 Poço, Pk≈14+190

Foto 2-9 Furo, Pk≈17+580

Foto 2-10 Albufeira, Pk≈3+000

Foto 2-11 Bolsas, Pk≈18+250

2.5.1. Níveis Freáticos

Apresentam-se de seguida no **quadro 2-3**, as leituras dos níveis de água realizadas nos furos de sondagens. Estas leituras foram consideradas após a remoção do equipamento de furação.

DESIGNAÇÃO	COTA DE BOCA	PROFUNDIDADE REALIZADA (m)	DATA	NÍVEL FREÁTICO		
			FIM	DATA	PROF. (m)	COTA (m)
PS-E-00.01-S1	261,100	6,00	15/09/2009	15/09/2009	-	-
PS-E-00.01-S2	261,573	9,00	14/09/2009	14/09/2009	-	-
PS-E-00.01-S3	261,717		14/09/2009	14/09/2009	-	-
PSCF-E01.01-S1	248,470	6,00	14/09/2009	14/09/2009	3,20	245,270
PSCF-E01.01-S2	248,543	6,00	14/09/2009	14/09/2009	-	-
VI-E 02.01-S1	238,210	10,50	15/10/2009	15/10/2009	-	-
VI-E 02.01A-S1	238,760	11,50	10/05/2010	10/05/2010	3,90	234,860
VI-E 02.01-S2	237,360	10,50	14/10/2009	14/10/2009	1,80	235,560
VI-E 02.01A-S2	238,610	10,00	11/05/2010	11/05/2010	3,50	235,100
VI-E 02.01-S3	237,100	10,50	13/10/2009	13/10/2009	1,90	235,200
VI-E 02.01A-S3	237,210	10,00	06/05/2010	06/05/2010	2.10	235,100
VI-E 02.01-S4	237,250	10,50	12/10/2009	12/12/2009	2,00	235,250
VI-E 02.01A-S4	239,490	10,00	05/05/2010	05/05/2010	1,80	237,700
VI-E 02.01-S5	236,900	10,50	08/10/2009	08/10/2009	2,20	234,700
VI-E 02.01A-S5	238,410	10,00	04/05/2010	04/05/2010	2,50	236,000
VI-E 02.01-S6	236,870	13,50	08/10/2009	08/10/2009	2,10	234,770
				14/10/2009	1,50	235,370
				05/11/2009	1,56	235,310
				14/01/2010	á cota do terreno	236,870
VI-E 02.01-S7	237,190	10,50	09/10/2009	09/10/2009	2,00	235,190
VI-E 02.01-S8	238,070	10,50	12/10/2009	12/10/2009	2,10	235,970
PS-E-04.01-S1	243,485	6,00	16/09/2009	16/09/2009	2,00	241,485
PS-E-04.01-S2	243,006	7,50	15/09/2009	15/09/2009	1,20	241,806
PS-E-04.01-S3	243,175	6,00	16/09/2009	16/09/2009	2,20	240,975
PS-E-04.02-S1	253,919	6,00	16/09/2009	16/09/2009	-	-
PS-E-04.02-S2	252,327	7,50	16/09/2009	16/09/2009	-	-
PS-E-04.02-S3	250,854	6,00	16/09/2009	16/09/2009	1,70	249,154
PS-E-05.01-S1	268,540	6,00	17/09/2009	17/09/2009	-	-
PS-E-05.01-S2	268,150	12,00	18/09/2009	18/09/2009	-	-
PS-E-05.01-S3	267,578	7,50	21/09/2009	21/09/2009	-	-
PS-E-05.01-S1R	272,310	9,00	18/03/2010	18/03/2010	-	-

DESIGNAÇÃO	COTA DE BOCA	PROFUNDIDADE REALIZADA (m)	DATA	NÍVEL FREÁTICO		
			FIM	DATA	PROF. (m)	COTA (m)
PS-E-05.01-S2R	271,590	16,50	17/03/2010	17/03/2010	14,10	-
PS-E-05.01-S3R	269,430	6,00	17/03/2010	17/03/2010	-	-
SE-5,17	272,354	13,80	18/09/2009	18/09/2009	-	-
SE-6,49	272,963	12,00	29/09/2009	29/09/2009	-	-
VI- E 08.01-S1	236,010	10,00	06/10/2009	06/10/2009	-	-
VI- E 08.01-S2	228,500	10,50	02/10/2009	02/10/2009	-	-
VI- E 08.01-S3	221,800	10,40	01/10/2009	01/10/2009	-	-
PS-E-10.01-S1	264,944	6,00	10/09/2009	10/09/2009	-	-
PS-E-10.01-S2	263,519	7,50	10/09/2009	10/09/2009	-	-
PS-E-10.01-S3	261,490	7,50	10/09/2009	10/09/2009	5,50	255,990
PA-E-10.01-S1R	256,430	12,00	17/03/2010	17/03/2010	3,90	252,500
PSCF-E-11.01-S1	264,885	6,00	10/09/2009	10/09/2009	-	-
PSCF-E-11.01-S2	264,863	6,00	10/09/2009	10/09/2009	-	-
PS-E-12.01-S1	258,904	7,50	07/09/2009	07/09/2009	-	-
PS-E-12.01-S1R	256,710	6,00	14/05/2010	14/05/2010	-	-
PS-E-12.01-S2R	256,810	6,00	14/05/2010	14/05/2010	-	-
PS-E-12.01-S2	257,982	7,50	08/09/2009	08/09/2009	-	-
PS-E-12.01-S3	256,814	6,00	08/09/2009	08/09/2009	-	-
PS-E-12.02-S1	261,313	6,20	08/09/2009	08/09/2009	-	-
PS-E-12.02-S2	261,386	13,50	08/09/2009	08/09/2009	-	-
PS-E-12.02-S3	261,156	6,00	08/09/2009	08/09/2009	-	-
PI-E-16,01-S1	239,065	10,00	04/09/2009	05/09/2009	4,40	234,665
				10/09/2009	4,40	234,665
				15/09/2009	4,00	235,065
				15/10/2009	4,00	235,065
				05/11/2009	4,39	234,675
				14/01/2010	3,10	235,965
PI-E-16,01-S2	238,822	15,00	03/09/2009	03/09/2009	4,50	234,322
PI-E-17.01-S1	228,663	6,00	03/09/2009	03/09/2009	3,20	225,463
				04/09/2009	3,20	225,463
				10/09/2009	3,25	225,413
				16/09/2009	3,20	225,463
				16/10/2009	3,20	225,463
PI-E-17.01-S2	228,620	7,50	03/09/2009	03/09/2009	-	-
PS-E-19.01-S1	219,840	7,50	23/09/2009	23/09/2009	2,00	217,840
PS-E-19.01-S2	219,889	7,50	02/09/2009	02/09/2009	3,00	216,889
				03/09/2009	1,60	218,289
				04/09/2009	1,60	218,289
				10/09/2009	1,70	218,189
				16/09/2009	1,66	218,229
				22/09/2009	1,70	218,189
PS-E-19.01-S3	220,050	6,00	02/09/2009	02/09/2009	2,00	218,050
PI-E-20.01-S1	207,661	6,00	01/09/2009	01/09/2009	2,00	205,661
PI-E-20.01-S2	207,587	9,00	02/09/2009	03/09/2009	1,30	206,287
				04/09/2009	1,30	206,287
				10/09/2009	1,35	206,237
				16/09/2009	1,26	206,327
				16/10/2009	1,20	206,387
				05/11/2009	1,05	206,537
				14/01/2010	0,50	207,087
PS-E-22.01-S1	217,535	7,50	01/09/2009	01/09/2009	-	-
PS-E-22.01-S2	216,529	14,50	01/09/2009	01/09/2009	-	-
PS-E-22.01-S3	215,420	9,00	01/09/2009	01/09/2009	-	-
PS-E-23.01-S1	206,413	6,00	27/08/2009	27/08/2009	-	-
PS-E-23.01-S2	206,503	10,80	27/08/2009	27/08/2009	-	-
PS-E-23.01-S3	205,826	6,00	27/08/2009	27/08/2009	-	-

Quadro 2-3. Leituras dos níveis de água realizadas nos furos de sondagens.

Ao longo do lanço, nos furos de sondagem onde foram observados níveis de água, constata-se que, regra geral, o nível de água situa-se próximo da superfície, a cerca de 2,00 m de profundidade.

As medições efectuadas, foram realizadas essencialmente durante a época estival, ou seja durante os meses mais secos do ano. Deste modo, é espectável que o nível freático se situe a menor profundidade durante os meses de Inverno, mais pluviosos.

Nas formações aluvionares, com espessuras compreendidas entre os 2,00 e os 4,00 m, verificam-se profundidades dos níveis de água próximas dos 2,00 m. Com excepção para o piezómetro PI-E-20.01-S2, que apresenta níveis de água próximos de 1,30 m.

Os níveis de água nas formações intrusivas situam-se de igual modo, próximo dos 2,00 m de profundidade. Enquanto, nas formações migmatíticas, os níveis de água situam-se entre os 3,20 e os 4,50 m de profundidade.

Para a formação dos "Xistos de Moura", apenas foi observado um nível de água, na sondagem PS-E-10.01-S3, com uma profundidade superior às anteriores, cerca de 5,50 m.

2.6. SISMICIDADE

O território de Portugal Continental ao longo dos tempos, tem sofrido as consequências de sismos de magnitude moderada a forte, que resultaram muitas vezes em danos importantes em várias cidades e vilas do país. O último sismo catastrófico que afectou o território do continente foi o sismo de 1755.

Portugal encontra-se perto da fronteira entre duas placas tectónicas, a Africana e a Euro-asiática. Esta fronteira, genericamente designada por falha Açores-Gibraltar na sua extensão no Oceano Atlântico, apresenta uma razoável actividade sísmica associada à interacção das duas placas.

Segundo os dados disponíveis do site da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica e de acordo com os dados sobre sismicidade histórica constata-se que vários sismos tiveram origem nesta fronteira de placas (sismicidade inter placa), afectando de um modo importante o território continental. Os epicentros destes sismos situam-se todos perto do Banco de Gorringe, localizado aproximadamente a 200 km a sudoeste do Cabo de S. Vicente. De entre os sismos que ocorreram perto desta fronteira de placas salientam-se os seguintes:

- O sismo ocorrido cerca de 60 a.C. que afectou as costas de Portugal e da Galiza e que foi seguido de um tsunami;
- O sismo de 382 d.C., também sentido em todo o território e na sequência do qual submergiram 3 pequenas ilhas que existiam em frente do Cabo de S. Vicente;
- O sismo de 24 de Agosto de 1356 que provocou grandes estragos em Lisboa;
- O sismo de 1 de Novembro de 1755, sentido em toda a Península Ibérica, que provocou estragos muito importantes no Algarve e em Lisboa, e que foi seguido de um tsunami, cujo efeito se fez sentir em maior grau no Algarve e em Lisboa, e em menor grau ao longo da costa ocidental até Peniche (estimou-se a sua magnitude entre 8,5 e 9).

O sismo mais recente que teve origem junto da fronteira de placas foi o de 28 de Fevereiro de 1969 que, apesar de fortemente sentido, causou apenas ligeiros danos materiais. No que respeita à sismicidade, a actividade no território português resulta de fenómenos localizados na fronteira das placas Africana e Euro-Asiática (sismicidade inter placa) e de fenómenos no interior da placa (sismicidade intra placa) (Cabral, 1996).

Considerando a Carta de Isossistas de Intensidades Máximas do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, as intensidades sísmicas máximas terão atingido o valor de VII eVIII na região de implantação do traçado, segundo a **Fig 2-4**.

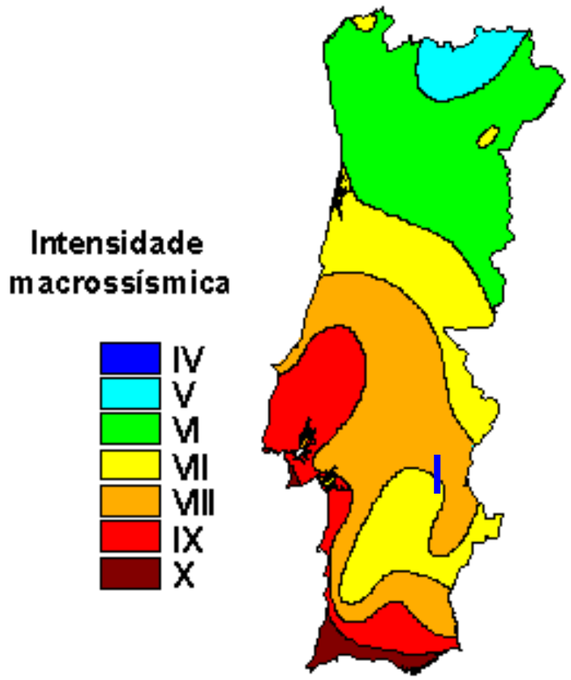


Fig. 2-4. Carta de Isossistas de Intensidades Máximas do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Traçado E (linha azul)

Para efeitos da quantificação da acção dos sismos, segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP), considera-se o país dividido em quatro zonas, tal como representado na seguinte figura:

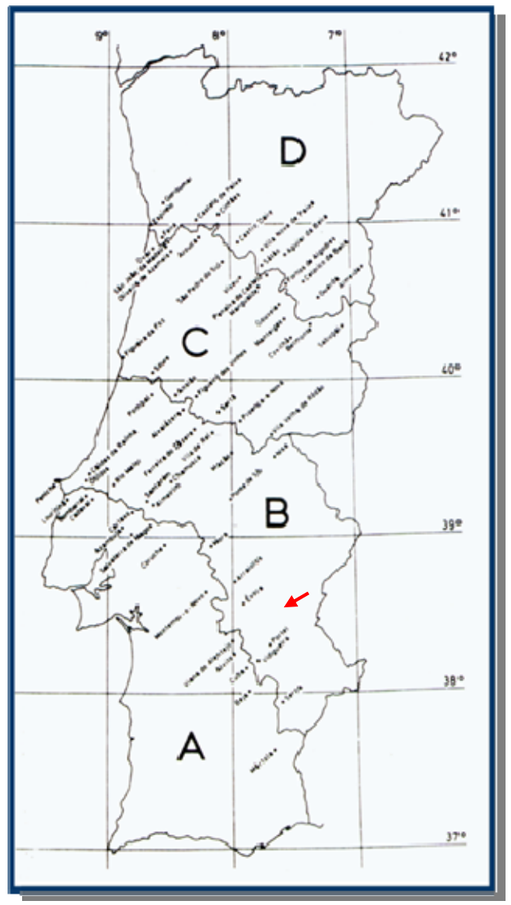


Fig. 2-5. Zonamento do território. Acção dos sismos. RSAEEP

De acordo com a mesma normativa, no dimensionamento das estruturas a executar devem ser adoptados coeficientes de influência de sismicidade (α), em função das zonas sísmicas, anteriormente apresentadas. O presente lanço, tal como podemos verificar, encontra-se situado na zona sísmica B, correspondendo-lhe um α=0,7.

No quadro seguinte indicam-se os respectivos coeficientes de sismicidade, para cada zona sísmica.

Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Quadro 2-4. Coeficientes de sismicidade. RSAEEP

Este regulamento define espectros de potência traduzidos por um coeficiente sísmico de referência (β_0), que tem em conta a estrutura a edificar e a natureza dos terrenos existentes. Os mesmos encontram-se classificados no quadro seguinte:

UNIDADE GEOLÓGICA	CLASSE DE TERRENO		
	I	II	III
	Rochas e solos coerentes rijos	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos	Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos
Aluviões Modernos (Q_{AL})		**o**	•
Areias, cascalheiras, argilas e silte (P_Q, solo residual gnaisses (G_N), quartzodioritos ($Q_{D/T}$), xistos bandados (M_{O-C-M}) e micaxistos (M_{O-MX}))		•	**o**
Gnaisses (G_N), Quartzodioritos ($Q_{D/T}$), Xistos bandados (M_{O-C-M}) e Micaxistos (M_{O-MX}))	•	**o**	

• mais provável **o** menos provável

Quadro 2-5. Coeficientes de sismicidade. RSAEEP

De acordo com a normativa NP EN 1998-1, as acções sísmicas associadas a cada um dos tipos de sismicidade referidas designam-se acção sísmica do tipo 2 (sismos inter placas) e acção sísmica do tipo 1 (sismos intra placas). O valor de cálculo da aceleração na base à superfície de um terreno, calcula-se através da seguinte expressão:

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

Sendo:

a_g – valor de cálculo da aceleração na base à superfície de um terreno

γ_I – coeficiente de importância

a_{gR} – valor de referência da aceleração máxima na base (m/s^2)

A relação entre a aceleração de cálculo na base à superfície de um terreno e a aceleração de cálculo vertical a_{Vg}, vem descrita no **Quadro 2-6**:

Acção Sísmica	a_{Vg}/a_g
Tipo 1	0,75
Tipo 2	0,95

Quadro 2-6. Relação entre aceleração de cálculo na base e vertical

Valor de referência da aceleração máxima na base - a_{gR}

O zonamento sísmico para Portugal Continental é estabelecido por concelho e apresenta-se na **Fig. 2-6:**

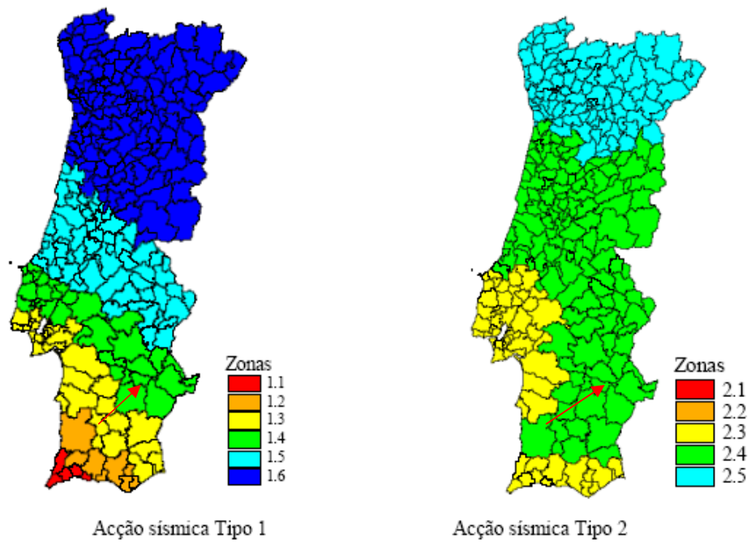


Fig. 2-6. Zonamento sísmico – Portugal Continental para os cenários de sismo afastado (à esquerda) e sismo próximo (à direita). A seta encarnada indica a zona onde se insere o traçado do Lanço B. NP EN 1998-1

A seta encarnada indica a zona onde se insere o traçado do Lanço E.

Os valores de referência da aceleração máxima na base apresentam-se no Anexo NA.I, da respectiva normativa, para cada município. No mesmo indica-se um valor de a_{gR} para Évora de 1,00 e 1,10 m/s^2, para Acções Sísmicas Tipo 1 e 2, respectivamente.

Coeficiente de importância - γ_I

O coeficiente de importância, para este Eurocódigo, vem dado em função do tipo de edifício. Neste caso faz-se a correspondência ao tipo de obra em causa, adoptando uma classe de importância III.

Em Portugal os coeficientes de importância a utilizar são os descritos no quadro seguinte.

Classe de Importância	Acção Sísmica Tipo 1	Acção Sísmica Tipo 2
I	0,65	0,75
II	1,00	1,00
III	1,45	1,25
IV	1,95	1,50

Quadro 2-7. Coeficientes de importância

Á classe de importância antes atribuída correspondem-se coeficientes de 1,45 e 1.25, para as Acções Sísmicas Tipo 1 e 2, respectivamente.

Cálculo da aceleração sísmica a_g e a_{Vg}

Aplicando a expressão anteriormente indicada, obtêm-se as seguintes acelerações de cálculo:

- Acção Sísmica Tipo 1

  $a_g = 1{,}45 \cdot 1{,}0 = 1{,}45 m/s^2 = 0{,}15g$

  $a_{Vg} = 0{,}15 \cdot 0{,}75 = 0{,}11g$

- Acção Sísmica Tipo 2

  $a_g = 1{,}25 \cdot 1{,}1 = 2{,}13 m/s^2 = 0{,}14g$

  $a_{Vg} = 0{,}14 \cdot 0{,}95 = 0{,}13g$

O quadro seguinte apresenta a tipologia dos terrenos geológicos investigados na zona de inserção da estrutura de acordo com a normativa NP EN 1998-1.

Tipo de Terreno	**Descrição do perfil estratigráfico**	**$V_{s,30}$**	**Tipos de terreno existentes no lanço**				
			Aluviões Modernos (Q_{AL})	Areias, cascalheiras, argilas e silte (P_Q, solo residual gnaisses ($G_{N\ residual}$), quartzodioritos ($Q_{D/T\ residual}$), xistos bandados ($M_{O\text{-}C\text{-}M\ residual}$) e micaxistos ($M_{O\text{-}MX\ residual}$))	Migmatitos e gnaisses granitóides migmatícos (G_N)	Tonalitos Quartzodioritos e granodioritos ($Q_{D/T}$)	Micaxistos e Corneanas (M_O)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800 m/s			•	•	•
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800		•	**o**	**o**	**o**
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360		**o**			
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	•				
E	Perfil de solo com estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com v_s > 800 m/s	-	**o**				

• mais provável **o** menos provável

Quadro 2-8. Tipos de terreno. NP EN 1998-1

3. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

Com o objectivo de avaliar de uma forma precisa a natureza e o alcance dos trabalhos, efectuou-se um reconhecimento de campo, bem como uma cartografia geológica-geotécnica, com base na qual foi programada e realizada uma campanha de reconhecimento.

O volume e tipo de ensaios projectados são apresentados em seguida:

- 41 Poços mecânicos
- 64 Sondagens mecânicas à rotação
- 9 Penetrações dinâmicas
- 20 Perfis sísmicos de refracção
- 17 Estações Geomecânicas
- Ensaios de laboratório

Em seguida descrevem-se resumidamente as características dos trabalhos desenvolvidos. A execução dos trabalhos de campo foi levada a cabo pela empresa GEONORTE, LGMC(Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção), LEMC (Laboratório de ensaio de materiais de construção)-FEUP (Universidade do Porto)

3.1. LEVANTAMENTOS REALIZADOS

Com a informação recompilada e com base em cartografia à escala 1/5.000, que cobre o troço em estudo, realizou-se o estudo geológico, apoiado por trabalhos de foto interpretação. Os trabalhos realizados para o reconhecimento geológico da área de estudo consistiram fundamentalmente na elaboração dos seguintes levantamentos de campo:

- **Estações geomecânicas**: Foram realizadas 17 estações geomecânicas nas proximidades da zona em estudo, onde foi recolhida informação referente à orientação dos planos, espaçamento, continuidade, abertura, rugosidade, presença de água, aterros, etc. Esta análise permite a atribuição do correspondente índice RMR, assim como a caracterização da rede de diaclases a nível do traçado. Estas, encontram-se descritas no **Anexo V**. No **Quadro 3-1** apresenta-se a localização das estações realizadas.

ESTAÇÕES GEOMECÂNICAS							
ESTAÇÃO	**DISTÂNCIA AO EIXO(m)**	**LOCALIZAÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO**	**P.K. APROX.**	**COORDENADAS**		**LITOLOGIA**	**OBSERVAÇÕES**
				X	**Y**		
GM-E01	30	Vertente Direita	4+650	26314,71	-117900,99	Tonalito(QD/T)	RMR de 82, Qualidade Muito boa
GM-E02	70	Vertente Direita	0+700	24615,95	-114373,77	Tonalito(QD/T)	RMR de 60, Qualidade Media
GM-E03	20	Vertente Direita	8+100	25045,77	-120592,11	Corneana, Formação de Xistos de Moura(Mo-c+M)	RMR de 75, Qualidade Boa
GM-E04	50	Vertente Direita	2+825	25479,03	-116319,32	Tonalito(QD/T)	RMR de 57, Qualidade Media
GM-E05	75	Eixo	16+000	28116,65	-126704,13	Tonalito, W2, F2.(QD/T)	RMR de 76, Qualidade Boa
GM-E06	100	Vertente Direita	17+560	29300,5	-127722,43	Gnaisse, W2, F3(GN)	RMR de 76, Qualidade Boa
GM-E07	5	Vertente Esquerda	20+450	31647,18	-129420,01	Tonalito, W2, F2(QD/T)	RMR de 69, Qualidade Boa
GM-E08	75	Vertente Esquerda	22+850	33520,6	-130838,28	Tonalito, W2-3, F2-3(QD/T)	RMR de 68, Qualidade Boa
GM-E09	50	Vertente Direita	23+025	33536,97	-131045,74	Quartzo-Diorito, W2, F3-4(QD/T)	RMR de 68, Qualidade Boa
GM-E10	750	Vertente Esquerda	11+100	25597,12	-122941,62	Micaxisto, com veios de Quartzo, W3, F4-5 Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR de 53, Qualidade Media
GM-E11	350	Vertente Esquerda	10+550	24995,37	-122600,92	Micaxisto, de cor castanha, com laivos avermelhados, W3-4, F4-5. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 54, Qualidade Media
GM-E12	5	Vertente Direita	10+600	24678,01	-122771,81	Xistos Bandados (Metapsamitos), de cor clara, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 74, Qualidade Boa
GM-E13	80	Vertente Esquerda	10+400	24682,78	-122588,01	Xistos Bandados (Metapsamitos), de cor clara, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 64, Qualidade Boa
GM-E14	5	Eixo	10+360	24569,97	-122513,11	Anfibolito, de cor negra, com foliação, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 75, Qualidade Boa
GM-E15	120	Vertente Esquerda	5+650	26769,98	-118885,93	Anfibolito, de cor negra, com foliação, com veios de quartzo, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 59, Qualidade Media
GM-E16	250	Vertente Esquerda	16+450	28676,4	-126690,44	Gnaisse migmatítico, de cor clara, W2, F2	RMR 84, Qualidade Muito boa
GM-E17	20	Vertente Direita	11+420	25024,25	-123557,67	Micaxisto, de cor castanha, com laivos acinzentados, W3, F4-5. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 54, Qualidade Media

Quadro 3-1. Estações geomecânicas.

Numa análise prévia da estrutura geral do maciço rochoso por onde se desenvolve o traçado do lanço E, verifica-se que os materiais dominantes correspondem a Tonalitos / Quarzodioritos.

Nos maciços rochosos onde foram efectuadas Estações Geomecânicas, a qualidade dos maciços varia entre média a muito boa, correspondendo aos valores de RMR de 53 a 82.

Levantamento de taludes: elaboraram-se fichas que reflectem as patologias e a geometria de taludes de escavações existentes em estradas, auto-estradas e vias-férreas actuais.

Foram elaboradas **oito fichas de taludes**, situadas próximo do troço em estudo cuja localização é indicada no **Anexo IV**. No **Quadro 3-2.** apresentam-se as localizações dos taludes analisados.

TALUDE	LOCALIZAÇÃO	P.K. APROX.	P.K. (DISTANCIA AO EIXO,m)	COORDENADAS		LITOLOGIA	ALTURA TALUDE	COMPRIMENTO (m)	BERMAS	PENDENTE(º)	DIR. TALUDE	VALETA		ESTABILIDADE GERAL	OBSERVAÇÕES
				X	Y							Tipo	Dimensões		
AT-1	Linha Férrea	11+600	160	25327,58	-123766,71	Gnaisse, W4-5	3,0m	250	Sim	80	120	Não	_	Média	Rotura vertical, queda de cunhas e seixos, fendas de blocos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -2	Estrada de acesso às portagens da Brisa (Évora nascente)	0+300	80	24398,87	-114011,18	Tonalito	2,5m	100	Sim	35	0	-	_	Boa	Queda de blocos e seixos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -3	Barragem agrícola	5+150	120	26425,43	-118459,99	Tonalito	5,5m	30	Não	80	122	Não	_	Média	Fendas de blocos, queda de blocos médios, erosão diferencial, depósitos de material argiloso, alteração superficial
AT -4	Linha-férrea	1+750	350	24729,04	-115597,63	Tonalito(W5)	2,0m	100	Não	50	56	Não	_	Má	Rotura de base, escorregamentos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial e alteração superficial
AT -5	Norte da N18	13+900	50	26451,02	-125507,18	Gnaisse (W5)	3,0m	50	Não	40	126	Sim	0,5 x 0,4	Má	Queda de seixos, sulcos e ravinas, escorregamentos, depósitos de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -6	Sul da N18	13+150	30	25750	-125092,86	Gnaisse (W5)	3,0m	40	Não	25	132	Sim	0,7 x 0,5	Má	Sulcos e ravinas, escorregamentos, depósitos de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -7	Sul da estrada paralela à N18	22+250	120	33194,15	-130309,87	Tonalito com veios de quartzo (W5)	6,0m	80	Não	30 - 45	130	Sim	1 x 2	Média-má	Queda de blocos e seixos, escorregamentos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -8	Oeste do IP2	22+750	250	33718,75	-130699,31	Tonalito com veios de quartzo (W5)	4,5m	100	Não	40	164	Sim	1,5 x 0,8	Média-má	Queda de blocos e seixos, escorregamentos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial

Quadro 3-2. Fichas de taludes

Na maioria dos taludes realizados, foram efectuadas análises nos materiais correspondentes aos tonalitos**.** De forma geral, os taludes apresentam uma estabilidade que varia entre média a má, visto os afloramentos analisados corresponderem a materiais de alteração.

- **Levantamento de pontos de água:** Foram inventariados 20 pontos de água na envolvente do lanço, cuja localização é indicada no **Anexo VII**. O **Quadro 3-3.** resume as suas principais características.

PONTOS DE ÁGUA	TIPO	COORDENADAS		P.K. APROX.	DISTANCIA AO EIXO (m)	LITOLOGIA
		X	Y			
PA-E01	Escavações/ Bolsas	29398,22	-127612,91	17+600	40	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E02	Furos	28026,63	-126591,59	15+700	60	Gnaisses Graníticos e Migmatíticos
PA-E03	Escavações/ Bolsas	25124,74	-117595,82	3+800	875	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E04	Barragem	26412,78	-118438,45	5+120	150	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E05	Poços	25848,99	-119724,61	6+900	200	Formação de Xisto de Moura (Micaxisto)
PA-E06	Poços	26165,23	-119479,67	6+550	200	Formação de Xisto de Moura (Micaxisto)
PA-E07	Poços	25064,98	-120621,96	8+050	5	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E08	Bolsas	25303,08	-115759,58	2+250	75	Formação de Xisto de Moura (Micaxisto)
PA-E09	Poços	25524,74	-116317,01	2+850	5	Gnaisses Graníticos e Migmatíticos
PA-E10	Ribeiros/ Bolsas	26662,66	-125567,84	14+150	130	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E11	Escavações/ Bolsas	26675,46	-125557,62	14+150	130	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E12	Poços	27115,53	-125845,09	14+700	120	Gnaisses Graníticos e Migmatíticos
PA-E13	Escavações/ Bolsas	28007,27	-126455,67	15+800	70	Gnaisses Graníticos e Migmatíticos
PA-E14	Poços	30031,09	-127963,03	18+250	160	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E15	Escavações/ Bolsas	29167,36	-127548,69	17+350	50	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E16	Escavações/ Bolsas	30300,42	-128650,9	18+950	150	Gnaisses Graníticos e Migmatíticos
PA-E17	Poços	32890,79	-130264,24	22+000	20	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E18	Escavações/ Bolsas	33703,45	-130866,5	22+950	150	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E19	Poços	33543,45	-130796,56	22+850	50	Tonalitos e Quartzodioritos
PA-E20	Poços	33507,34	-130797,01	23+000	50	Tonalitos e Quartzodioritos

Quadro 3-3. Pontos de água

Do estudo realizado, verifica-se que a maioria dos pontos de água se encontram nos materiais correspondentes aos Tonalitos e Quartzodioritos. Na maioria dos casos, os pontos de água estão localizados ao longo do traçado, correspondendo a poços, albufeiras e escavações.

Levantamento de estações de campo: corresponde a observações dos principais parâmetros geologicos-geotécnicos em pontos representativos das diversas unidades afectadas. No **Quadro 3-4** apresentam-se as localizações das estações de campo analisadas.

Estações de campo	Distância ao Eixo	P.K. Aprox.	Coordenadas		Litologia
			X	Y	
EC-E1	32	5+000	26420,27	-118290,41	Tonalito
EC-E2	60	4+750	26422,84	-118039,7	Argila arenosa, produto da alteração do Tonalito
EC-E3	5	5+650	26655,71	-118872,13	Argila arenosa, produto da alteração do Tonalito
EC-E4	141	0+800	24883,24	-114464,22	Argila arenosa, produto da alteração do Tonalito
EC-E5	15	6+450	26331,92	-119608,95	Micaxisto (Formação Xistos de Moura)
EC-E6	5	7+200	25753,44	-120041,3	Micaxisto (Formação Xistos de Moura)
EC-E7	10	7+950	25115,87	-120563,52	Micaxisto (Formação Xistos de Moura)
EC-E8	150	3+250	25550,5	-116734,15	Tonalito
EC-E9	170	2+100	25019,38	-115775,27	Tonalito
EC-E10	5	11+600	25113,87	-123721,44	Gnaisse
EC-E11	20	12+900	25544,31	-124915,9	Argila arenosa, produto da alteração do Gnaisse
EC-E12	120	14+725	27170,6	-125870,8	Quartzo-Diorito
EC-E13	10	16+150	28234,13	-126702,49	Gnaisse
EC-E14	65	19+000	30500,48	-128503,67	Argila arenosa, produto da alteração do Tonalito
EC-E15	15	17+375	29169,79	-127485,16	Argila arenosa, produto da alteração do Gnaisse
EC-E16	50	15+100	27417,73	-126110,49	Quartzo-Diorito
EC-E17	60	21+500	32516,75	-129877,54	Argila arenosa, produto da alteração do Tonalito
EC-E18	40	22+100	32897,56	-130320,03	Tonalito
EC-E19	150	21+950	32970,52	-130087,23	Tonalito
EC-E20	50	23+500	33620,56	-131445,95	Argila arenosa, produto da alteração do Tonalito

Quadro 3-4 Estações de campo

Além da função de recolha de dados, tanto litológicos como estruturais e geotécnicos, a elaboração dos inventários de taludes, estações de campo e geomecânicas, implica uma posterior análise do comportamento geomecânico das diferentes litologias interessadas.

Nesta análise procura-se principalmente as causas das instabilidades observadas nos taludes, ocasionalmente devidas às características estruturais do maciço rochoso, ou às características químicas e mineralógicas da própria rocha que pode conter minerais facilmente alteráveis, ou a uma geometria de talude menos adequada para as litologias presentes, ou ao conjunto de todas estas causas.

Toda a informação recolhida destes inventários reverte em grande utilidade para desencadear o estudo do comportamento geomecânico das diferentes litologias afectadas pelo traçado do lanço E, principalmente nos troços de escavação, utilizando-se como informação de base para o estudo da geometria de taludes, realizado no Capitulo 4.3.3. do presente documento.

Os dados geológicos detalhados, assim como os trabalhos realizados na zona, estão reflectidos e identificados nas Plantas e Perfis longitudinais geológico-geotécnicos (ver Peças Desenhadas).

3.2. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA

No âmbito da campanha geofísica foram executados vinte (20) perfis sísmicos de refracção de 60 m, distribuídos pelas zonas onde se prevê que sejam realizadas escavações.

O grau de alteração das rochas condiciona de forma definitiva a velocidade de propagação de ondas sísmicas. Os perfis sísmicos realizados permitiram a determinação das espessuras de cobertura, delimitando os horizontes de escavabilidade, ripabilidade e utilização de explosivos.

No **Quadro 3-5**. representa-se a classificação das escavações em função da velocidade sísmica.

	ESCAVÁVEL	RIPÁVEL	NÃO RIPÁVEL (utilização de explosivos)
Velocidade das *ondas p* (m/s)	<1000	1000-2000	>2600

Quadro 3-5. Classificação das escavações de acordo com a velocidade sísmica.

No **Quadro 3-6.** salientam-se as principais características dos perfis sísmicos. No **Anexo I.4.** apresentam-se os perfis sísmicos, todos eles realizados e interpretados pela empresa GeoSonda, Geonorte.

DESIGNAÇÃO	OBJECTIVO	COMPRIMENTO (m)	DATA
GE-0,65	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-3,23	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-3,57	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-5,01	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-5,20	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-5,56	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-5,57	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-5,65	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-6,38	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-6,54	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-7,40	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-7,84	Escavação	60,00	07/09/2009
GE-7,92	Escavação	60,00	08/09/2009
GE-8,45	Escavação		
GE-8,94	Escavação		
GE-9,02	Escavação		
GE-9,95	Escavação		
GE-10,18	Escavação		
GE-10,30	Escavação		
GE-12,84	Escavação	60	08/09/2009
GE-13,03	Escavação	60	08/09/2009
GE-13,89	Escavação	60	08/09/2009
GE-21,79	Escavação	60	08/09/2009
GE-22,26	Escavação	60	08/09/2009
GE-22,41	Escavação	60	08/09/2009
GE-23,17	Escavação	60	08/01/1900

LEGENDA DE CORES: REALIZADO / NÃO REALIZADO

Quadro 3-6. Perfis sísmicos realizados

3.3. PROSPECÇÃO MECÂNICA

3.3.1. Sondagens

Realizaram-se um total de cinquenta e sete (64) sondagens mecânicas que totalizam 550,20ml de perfuração. Os registos de cada sondagem com as reportagens fotográficas apresentam-se no **Anexo 1.2.**

Devido à falta de autorização não foi possível realizar as sondagens VI-E 08.01-S4, VI-E 08.01-S5, VI-E-08.01-S6, VI-E 08.02 (7 sondagens), PS-E-09.01(3 sondagens) e SE-10.05.

No **Quadro 3-7.** apresentam-se diversos aspectos relativos à campanha realizada e por realizar (devido a falta de autorização), incluindo as principais características das sondagens executadas.

DESIGNAÇÃO	OBJECTIVO PRINCIPAL DA INVESTIGAÇÃO	PROFUNDIDADE REALIZADA (m)	DATA	COMPRIMENTO (m)		SPT	AMOSTRAS	NÍVEL FREÁTICO		UNIDAD LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA
			FIM	SOLO	ROCHA		TP	DATA	PROF. (m)		
PS-E-00.01-S1	Passagem superior	6,00	15/09/2009	6,00		4		15/09/2009	-	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito e quartzodiorito
PS-E-00.01-S2	Passagem superior	9,00	14/09/2009	9,00		6		14/09/2009	-	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito e quartzodiorito
PS-E-00.01-S3	Passagem superior		14/09/2009					14/09/2009	-	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito e quartzodiorito
PSCF-E01.01-S1	Passagem superior- C Ferro	6,00	14/09/2009	6,00		4		14/09/2009	3,20	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito e quartzodiorito
PSCF-E01.01-S2	Passagem superior- C Ferro	6,00	14/09/2009	6,00		4		14/09/2009	-	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito e quartzodiorito
VI-E 02.01-S1	Viaduto	10,50	15/10/2009	1,50	9,00	1		15/10/2009	-	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3-W2)/QD/T(W2-W1)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01A-S1	Viaduto	11,50	10/05/2010	6	5,5	4		10/05/2010	3,9	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01-S2	Viaduto	10,50	14/10/2009	3,50	7,00	3		14/10/2009	1,80	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01A-S2	Viaduto	10,00	11/05/2010	2,50	7,50	2		11/05/2010	3,50	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01-S3	Viaduto	10,50	13/10/2009	10,50		7		13/10/2009	1,90	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Areia (depositos) / areia (quartzodioritos)
VI-E 02.01A-S3	Viaduto	10,00	06/05/2010	1,50	8,50	1		06/05/2010	2,10	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01-S4	Viaduto	10,50	12/10/2009	10,50		7		12/12/2009	2,00	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Areia (depositos) / solo residual
VI-E 02.01A-S4	Viaduto	10,00	05/05/2010	1,50	8,50	1		05/05/2010	1,80	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01-S5	Viaduto	10,50	08/10/2009	10,50		7		08/10/2009	2,20	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Solo residual granodiorito
VI-E 02.01A-S5	Viaduto	10,00	04/05/2010	4,50	5,50	3		04/05/2010	2,50	QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)
VI-E 02.01-S6	Viaduto	13,50	08/10/2009	13,50		9		08/10/2009	2,10	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Solo residual granodiorito
								14/10/2009	1,50		
								05/11/2009	1,56		
								14/01/2010	á cota do terreno		
VI-E 02.01-S7	Viaduto	10,50	09/10/2009	10,50		7		09/10/2009	2,00	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Solo residual granodiorito / granodiorito
VI-E 02.01-S8	Viaduto	10,50	12/10/2009	10,50		7		12/10/2009	2,10	QD/T(residual)	Granodiorito decomposto
PS-E-04.01-S1	Passagem superior	6,00	16/09/2009	6,00		4		16/09/2009	2,00	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito
PS-E-04.01-S2	Passagem superior	7,50	15/09/2009	7,50		5		15/09/2009	1,20	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito
PS-E-04.01-S3	Passagem superior	6,00	16/09/2009	6,00		4		16/09/2009	2,20	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito
PS-E-04.02-S1	Passagem superior	6,00	16/09/2009	6,00		4		16/09/2009	-	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito
PS-E-04.02-S2	Passagem superior	7,50	16/09/2009	3,00	4,50	2		16/09/2009	-	QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3)/QD/T(W2-W1)/QD/T(W3-W2)	Solo residual granodiorito / Granodiorito e quartzodiorito
PS-E-04.02-S3	Passagem superior	6,00	16/09/2009	6,00		4		16/09/2009	1,70	QD/T(residual)	Solo residual granodiorito
PS-E-05.01-S1	Passagem superior	6,00	17/09/2009	6,00		4		17/09/2009	-	M_{0-C+M}(W5-W4)	Micaxisto siltoso

DESIGNAÇÃO	OBJECTIVO PRINCIPAL DA INVESTIGAÇÃO	PROFUNDIDADE REALIZADA (m)	DATA	COMPRIMENTO (m)		SPT	AMOSTRAS	NÍVEL FREÁTICO		UNIDAD LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA
			FIM	SOLO	ROCHA		TP	DATA	PROF. (m)		
PS-E-05.01-S2	Passagem superior	12,00	18/09/2009	6,00	6,00	4		18/09/2009	-	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto
PS-E-05.01-S3	Passagem superior	7,50	21/09/2009	3,00	4,50	2		21/09/2009	-	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto
PS-E-05.01-S1R	Passagem superior	9,00	18/03/2010	9,00		6		18/03/2010	-	M_{0-C+M}(W5-W4)	Solo residual micaxisto
PS-E-05.01-S2R	Passagem superior	16,50	17/03/2010	16,50		11		17/03/2010	14,10	M_{0-C+M}(W5-W4)	Solo residual micaxisto
PS-E-05.01-S3R	Passagem superior	6,00	17/03/2010	6,00		4		17/03/2010	-	M_{0-C+M}(W5-W4)	Solo residual micaxisto
SE-5,17	Escavação	13,80	18/09/2009	2,80	11,00	2		18/09/2009	-	M_{O-C+M} (W3-2) / M_{O-C+M}(W3)/M_{O-C+M}(W3-4)	Micaxisto
SE-6,49	Escavação	12,00	29/09/2009	6,00	6,00	4		29/09/2009	-	M_{O-C+M} (W3-2)/M_{O-C+M}(W2)	Micaxisto (W2)
VI- E 08.01-S1	Viaduto	10,00	06/10/2009	3,00	7,00	2		06/10/2009	-	M_{0-C+M}	Solo residual gnaisses / gnaisse (3-2)
VI- E 08.01-S2	Viaduto	10,50	02/10/2009	4,50	6,00	3		02/10/2009	-	M_{0-C+M}	Solo residual gneisse / gneisse granitoide (W3-2) / corneanas
VI- E 08.01-S3	Viaduto	10,40	01/10/2009	0,90	9,50	1		01/10/2009	-	M_{O-C+M}(W2)/M_{O-C+M}(W3-W2)/M_{O-C+M}(W3)	Micaxisto / corneanas
VI- E 08.01-S4	Viaduto										
VI- E 08.01-S5	Viaduto										
VI- E 08.01-S6	Viaduto										
VI-08.02-S1	Viaduto										
VI-08.02-S2	Viaduto										
VI-08.02-S3	Viaduto										
VI-08.02-S4	Viaduto										
VI-08.02-S5	Viaduto										
VI-08.02-S6	Viaduto										
VI-08.02-S7	Viaduto										
PS-E-09.01-S1	Passagem superior										
PS-E-09.01-S2	Passagem superior										
PS-E-09.01-S3	Passagem superior										
PS-E-10.01-S1	Passagem superior	6,00	10/09/2009	6,00		4		10/09/2009	-	M_{O-C+M}(Residual)/M_{O-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso
PS-E-10.01-S2	Passagem superior	7,50	10/09/2009	7,50		5		10/09/2009	-	M_{O-C+M}(Residual)/M_{O-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso
PS-E-10.01-S3	Passagem superior	7,50	10/09/2009	7,50		5		10/09/2009	5,50	M_{O-C+M}(Residual)/M_{O-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso
PA-E-10.01-S1R	Passagem inferior	12,00	17/03/2010	12,00		8		17/03/2010	3,90	M_{O-C+M}(Residual)/M_{O-C+M} (W5-4)	Solo residual micaxisto
SE-10,05	Escavação										
PSCF-E-11.01-S1	Passagem superior- C Ferro	6,00	10/09/2009	6,00		4		10/09/2009	-	M_{O-C+M}(Residual)/M_{O-C+M} (W5-4)	Solo residual micaxistos
PSCF-E-11.01-S2	Passagem superior- C Ferro	6,00	10/09/2009	6,00		4		10/09/2009	-	M_{O-C+M}(Residual)/M_{O-C+M} (W5-4)	Solo residual micaxistos
PS-E-12.01-S1	Passagem superior	7,50	07/09/2009	7,50		5		07/09/2009	-	GN (W5-4)	Argilas duras misturadas com fragmentos de migmagitos / gnaisse

DESIGNAÇÃO	OBJECTIVO PRINCIPAL DA INVESTIGAÇÃO	PROFUNDIDADE REALIZADA (m)	DATA	COMPRIMENTO (m)		SPT	AMOSTRAS	NÍVEL FREÁTICO		UNIDAD LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA
			FIM	SOLO	ROCHA		TP	DATA	PROF. (m)		
PS-E-12.01-S1R	Passagem inferiorr	6,00	14/05/2010	6,00		4		14/05/2010	-	GN (W5-4)	Areias siltosas misturadas com fragmentos de migmagitos / gnaisse
PS-E-12.01-S2R	Passagem inferiorr	6,00	14/05/2010	6,00		4		14/05/2010	-	GN (W5-4)	Areias siltosas misturadas com fragmentos de migmagitos / gnaisse
PS-E-12.01-S2	Passagem superior	7,50	08/09/2009	7,50		5		08/09/2009	-	GN (W5-4)	Solo residual micaxistos / micaxistos gnaisse (W4-5)
PS-E-12.01-S3	Passagem superior	6,00	08/09/2009	6,00		4		08/09/2009	-	GN (W5-4)	Migmatitos / gnaisses decompostos a muito alterados (W5-4)
PS-E-12.02-S1	Passagem superior	6,20	08/09/2009	3,20	3,00	2		08/09/2009	-	GN (Residual)GN(W3-W2)	Areia argilosa (decomposição dos granites) / gnaisse-migmatito
PS-E-12.02-S2	Passagem superior	13,50	08/09/2009	13,50		9		08/09/2009	-	GN (W5-4)	Migmatitos / gnaisses decompostos a muito alterados (W5-4)
PS-E-12.02-S3	Passagem superior	6,00	08/09/2009	6,00		4		08/09/2009	-	GN (Residual)	Migmatitos / gnaisses decompostos a muito alterados (W5)
PI-E-16,01-S1	Passagem inferior	10,00	04/09/2009	5,50	4,50	4		05/09/2009	4,40	G_N	Solo residual gnaisses granitoides / gnaisse granitoide (W3-2)
								10/09/2009	4,40		
								15/09/2009	4,00		
								15/10/2009	4,00		
								05/11/2009	4,39		
								14/01/2010	3,10		
PI-E-16,01-S2	Passagem inferior	15,00	03/09/2009	13,10	1,90	9		03/09/2009	4,50	G_N	Solo residual gnaisses granitoides / gnaisse granitoide (W3-2)
PI-E-17.01-S1	Passagem inferior	6,00	03/09/2009	6,00		4		03/09/2009	3,20	G_N(residual)	Solo gnaisse granitoide
								04/09/2009	3,20		
								10/09/2009	3,25		
								16/09/2009	3,20		
								16/10/2009	3,20		
PI-E-17.01-S2	Passagem inferior	7,50	03/09/2009	7,50		5		03/09/2009	-	G_N	Solo gnaisse granitoide
PS-E-19.01-S1	Passagem superior	7,50	23/09/2009	7,50		5		23/09/2009	2,00	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico
PS-E-19.01-S2	Passagem superior	7,50	02/09/2009	7,50		5		02/09/2009	3,00	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico
								03/09/2009	1,60		
								04/09/2009	1,60		
								10/09/2009	1,70		
								16/09/2009	1,66		
								22/09/2009	1,70		
								16/10/2009	1,71		
PS-E-19.01-S3	Passagem superior	6,00	02/09/2009	6,00		4		02/09/2009	2,00	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico

DESIGNAÇÃO	OBJECTIVO PRINCIPAL DA INVESTIGAÇÃO	PROFUNDIDADE REALIZADA (m)	DATA	COMPRIMENTO (m)		SPT	AMOSTRAS	NÍVEL FREÁTICO		UNIDAD LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA
			FIM	SOLO	ROCHA		TP	DATA	PROF. (m)		
PI-E-20.01-S1	Passagem inferior	6,00	01/09/2009	6,00		4		01/09/2009	2,00	QD/T(Residual)	Solo de gnaisse granitoide
PI-E-20.01-S2	Passagem inferior	9,00	02/09/2009	9,00		6		03/09/2009	1,30	QD/T(W4-W5)/ QAL	Solo de gnaisse granitoide
								04/09/2009	1,30		
								10/09/2009	1,35		
								16/09/2009	1,26		
								16/10/2009	1,20		
								05/11/2009	1,05		
								14/01/2010	0,50		
PS-E-22.01-S1	Passagem superior	7,50	01/09/2009	7,50		5		01/09/2009	-	QD/T(Residual)/ QD/T(W)	Solo residual granodioritico
PS-E-22.01-S2	Passagem superior	14,50	01/09/2009	8,00	6,50	5		01/09/2009	-	QD/T	Solo residual granodiorito / granodiorito
PS-E-22.01-S3	Passagem superior	9,00	01/09/2009	9,00		6		01/09/2009	-	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico
PS-E-23.01-S1	Passagem superior	6,00	27/08/2009	6,00		4		27/08/2009	-	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico
PS-E-23.01-S2	Passagem superior	10,80	27/08/2009	10,80		7		27/08/2009	-	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico
PS-E-23.01-S3	Passagem superior	6,00	27/08/2009	6,00		4		27/08/2009	-	QD/T(Residual)	Solo residual granodioritico
	Realizada (m)	**550,20**		**428,30**	**105,4**						

Quadro 3-7. Sondagens mecânicas executadas

Ao longo da furação, realizaram-se ensaios SPT. Estes ensaios, em solos, realizam-se com espaçamentos de 1,5 metros entre si.

A classificação dos solos granulares quanto à sua compacidade, bem como a dos solos coesivos, quanto à sua consistência, foram efectuadas de acordo com o indicado nos **Quadros 3-8. e 3-9.**

NSPT	Compacidade	Densidade Relativa (%)
0 - 4	muito solta	15
4 - 10	solta	15 - 35
0 - 30	medianamente compacta	35 - 65
30 - 50	compacta	65 - 85
>50	muito compacta	85 - 100

Quadro 3-8. Classificação dos solos granulares quanto à compacidade

NSPT	Consistência	Resistência à Compressão Simples (kPa)
0 - 2	Muito mole	< 25
2 - 4	Mole	20 - 50
4 - 8	Consistência média	40 - 100
8 - 15	Dura	100 - 200
15 - 30	Muito Dura	200 – 400
>30	Rija	> 400

Quadro 3-9. Classificação dos solos coesivos quanto à sua consistência

A observação e estudo dos testemunhos rochosos obtidos pelas sondagens permitiu individualizar os diferentes horizontes atravessados e enquadrá-los do ponto de vista lito-estratigráfico, bem como avaliar a qualidade geotécnica do maciço rochoso de acordo com os seguintes índices:

Percentagem de recuperação por manobra (%)

Corresponde à relação entre o somatório dos comprimentos das amostras obtidas e o comprimento furado em cada operação (manobra). Informa acerca do estado de alteração das rochas atravessadas, sendo vulgar considerar-se que um maciço rochoso é pouco alterado, logo, em princípio, de boa qualidade, quando se obtêm percentagens superiores a 80%, muito alterado, logo de qualidade deficiente, para percentagens inferiores a 50% e medianamente alterado para valores intermédios.

«Rock Quality Designation» - RQD

Este critério, também apelidado de recuperação modificada, é baseado na percentagem de recuperação simples, considerando apenas os taroulos (amostras) com comprimento igual ou superior a 10 centímetros, dividindo a soma dos seus comprimentos pelo comprimento total furado em cada manobra. Assume-se que taroulos com comprimento inferior a 10 centímetros resultem de descontinuidades muito próximas (fracturas, falhas, diaclases, planos de xistosidade e ainda superfícies de contacto entre distintos tipos litológicos) e/ou da alteração do maciço rochoso, que conjugados, contribuem para a diminuição do valor daquele índice. Caracteriza-se qualitativamente o maciço, de acordo com a seguinte tabela (Deere, 1963):

RQD (%)	QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO
0 - 25	muito fraco
25 - 50	fraco
50 - 75	razoável
75 - 90	bom
90 – 100	excelente

Quadro 3-10. Rock Quality Designation - RQD

Estado de fracturação – F (S.I.M.R.)

No espaçamento das fracturas consideram-se geralmente as seguintes 5 classes:

CLASSE	ESPAÇAMENTO	CLASSIFICAÇÃO	DESCRIÇÃO
F1	> 200 cm	rocha pouco fracturada	fracturas muito afastadas
F2	60 a 200 cm	rocha pouco fracturada	fracturas afastadas
F3	20 a 60 cm	rocha medianamente fracturada	fracturas medianamente afastadas
F4	6 a 20 cm	rocha muito fracturada	fracturas próximas
F5	< 6 cm	rocha muitíssimo fracturada	fracturas muito próximas

Quadro 3-11. Estado de fracturação (F)

Estado de alteração – W (S.I.M.R.)

Em relação à alteração do maciço rochoso, consideram-se comummente 5 classes a que correspondem os seguintes estádios evolutivos de alteração:

CLASSE	CLASSIFICAÇÃO	DESCRIÇÃO
W1	Rocha sã	Rocha isenta de alteração, de cor lustrosa em toda a sua massa
W2	Rocha pouco alterada	As superfícies de descontinuidade estão manchadas de óxidos, mas a parte intacta entre estas mantém a cor lustrosa da rocha.
W3	Rocha medianamente alterada	Exibe meteorização acentuada na zona das descontinuidades e a partir destas para o interior; alteração de cor em relação à rocha sã, sob a forma de manchas localizadas ou afectando toda a massa rochosa.
W4	Rocha muito alterada	Apresenta-se intensamente meteorizada, parcialmente transformada em materiais residuais ou facilmente desagregáveis à mão.
W5	Rocha decomposta	Evidencia comportamento terroso generalizado, mantendo contudo a textura e estrutura primordiais

Quadro 3-12. Estado de Alteração (W)

Os resultados da campanha de furação estão sintetizados em diagramas individuais de sondagens (logs), apresentados em anexo relativo à prospecção, acompanhados de fotografias dos taroulos recolhidos. Nos logs das sondagens realizadas, apresenta-se ainda informação sobre:

- sequências lito-estratigráficas atravessadas;
- resultados dos ensaios SPT (valores de NSPT);
- índices de qualidade do maciço rochoso;

3.3.2. Poços

Para 41 poços de reconhecimento mecânicos propostos, executaram-se um total de 37 (alguns poços não se puderam realizar por impedimento do proprietário do terreno), com o objectivo de identificar as camadas de solo que constituirão a base ou fundação dos aterros a realizar e o de avaliar a reutilização dos materiais a escavar nas escavações. O registo destes trabalhos apresenta-se no **Anexo I.1.**

O **Quadro 3-13.** resume os aspectos mais relevantes relativos à campanha realizada, assim como as principais características dos poços realizados.

DESIGNAÇÃO	LOCALIZAÇÃO (P.K.)	OBJECTIVO	DISTÂNCIA AO EIXO (m)	PROFUNDIDADE (m)	DATA	UNIDADE LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA
PE-0,24	0+240	Escavação	0	2,30	16-09-09	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha
PE-0,65	0+650	Escavação	0	2,30	16-09-09	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha
PE-1,44	1+435	Aterro	0	1,50	16-09-09	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha
PE-1,84	1+845	Aterro	1,5	2,20	16-09-09	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha
PE-2,17	2+185	Aterro	50	2,60	16-09-09	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia siltosa castanha
PE-2.19	2+190	Aterro	20	2,30	12-05-2010	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia ligeiramente argilosa
PE-2,58	2+585	Aterro	66	2,30	17-09-09	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia siltosa castanha clara
PE-3,34	3+355	Escavação	50	1,30	17-09-09	QD/T(Residual)/QD/T(W4)	Areia siltosa castanha clara
PE-3.36	3+360	Escavação	0	1,80	13-05-2010	QD/T(Residual)/QD/T(W4)	Areia ligeiramente argilosa
PE-3.55	3+550	Escavação	5	1,60	13-05-2010	QD/T(Residual)/QD/T(W4)	Areia ligeiramente argilosa
PE-3,67	3+685	Escavação	45	2,50	17-09-09	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha
PE-3.77	3+770	Escavação	5	1,90	13-05-2010	QD/T(Residual)/QD/T(W4)	Areia ligeiramente siltosa
PE-4,03	4+045	Aterro	1	3,00	17-09-09	QD/T(Residual)/Q_{AL}	Areia argilosa castanha a castanha escura
PE-5,03	5+030	Escavação	1,5	1,40	17-09-09	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia silto-argilosa castanha
PE-5,22	5+220	Escavação	0,5	2,70	17-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia silto-argilosa castanha
PE-5,56	5+550	Escavação	3	1,30	23-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha
PE-5,64	5+640	Escavação	4	2,80	23-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha
PE-5,88	5+870	Escavação	1,5	2,30	23-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha
PE-6,62	5+595	Escavação	3	1,00	23-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha
PE-6,91	6+890	Escavação	0	0,80	23-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha
PE-7,30	7+270	Escavação	0	1,60	16-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia silto-argilosa castanha escura
PE-7,84	7+820	Escavação	3,5	1,20	16-09-09	M_{O-C+M} (residual)	Areia silto-argilosa castanha
PE-8,38	8+355	Aterro	0				
PE-8,98	8+945	Escavação	3				
PE-10,1	10+060	Escavação	3,5				
PE-10,23	10+205	Escavação	1,5				
PE-11,55	11+515	Aterro	3	1,80	23-09-09	M_{O-C+M}(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-12,18	12+135	Aterro	0	1,60	16-09-09	G_N(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-12,82	12+780	Escavação	0,5	1,90	16-09-09	G_N(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-13,11	13+075	Escavação	0,5	1,40	09-09-09	G_N(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-14,18	14+140	Escavação	0	2,40	09-09-09	G_N(W4-W5)	Areia siltosa casta a cinzenta

DESIGNAÇÃO	LOCALIZAÇÃO (P.K.)	OBJECTIVO	DISTÂNCIA AO EIXO (m)	PROFUNDIDADE (m)	DATA	UNIDADE LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA
PE-14,91	14+880	Aterro	0,5	2,40	09-09-09	QD/T (W5-W4)/ Q_{AL}	Areia argilosa, cinzenta escura
PE-16,47	16+440	Aterro	1	2,80	09-09-09	G_N(W4-W5)	Areia siltosa casta a cinzenta
PE-17,35	17+300	Aterro	0,5	1,20	09-09-09	G_N(W4-W5)	Areia siltosa compacta, castanha clara
PE-18,33	18+280	Aterro	1	2,80	09-09-09	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa compacta, castanha clara
PE-18,83	18+810	Aterro	1,5	3,00	09-09-09	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa compacta, cinzenta
PE-20,37	20+340	Aterro	1	2,60	09-09-09	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa, castanha clara
PE-21,30	21+270	Escavação	0	2,40	09-09-09	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa acastanhada
PE-22,18	22+145	Escavação	0	2,80	09-09-09	QD/T (W5-W4)	Areia silto-argilosa acastanhada
PE-23,03	23+000	Escavação	0,5	2,60	09-09-09	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia siltosa cinzenta clara
PE-23,51	23+460	Escavação	0,5	2,80	09-09-09	QD/T (residual) / QXP	Areia siltosa cinzenta clara

TOTAL (Ud.)	
PREVISTO	41
REALIZADO	37

REALIZADO
NÃO REALIZADO (sem autorização)

Quadro 3-13. Poços mecânicos realizados

3.3.3. Penetrações dinâmicas

Inicialmente propuseram-se sete (9) penetrações dinâmicas e foram realizadas um total de 8 do tipo DPSH (Dynamic Penetrometer Super Heavy), com o objectivo de caracterizar o material de fundação dos diferentes aterros e estruturas a executar em cada um dos locais estudados. Os resultados destas prospecções encontram-se no **Anexo I.3.**

No **Quadro 3-14.** resumem-se alguns aspectos relevantes relativos à campanha realizada, assim como as principais características dos ensaios. Os ensaios DPSH sombreados não se realizaram por falta de autorização.

DESIGNAÇÃO	LOCALIZAÇÃO (P.K.)	OBJECTIVO	DISTÂNCIA AO EIXO (m)	PROFUNDIDADE (m)	DATA	UNIDADE LITOLÓGICA
DPSH-E-1,61	1+610	Espessura de solo	0	4,80	02/09/2009	QD/T(Residual)
DPSH-E-2.70	2+700	Espessura de solo	0	4,00	-	QD/T(Residual)
DPSH-E-2.91	2+910	Espessura de solo	0	2,80	-	QD/T(Residual)
DPSH-E-4,51	4+510	P.H.-T04.03	0	3,20	02/09/2009	QD/T(Residual)
DPSH-E-6,04	6+040	P.H.-T06.01	1,5	3,20	02/09/2009	M_{0-C+M}(Residual)
DPSH-E-9,16	9+160	Espessura de solo				
DPSH-E-10,80	10+800	P.H.-T10.01	0	7,20	02/09/2009	Q_{AL}/M_{0-C+M}(Residual)
DPSH-E-11,55	11+550	P.H.-T11.02	2	4,80	02/09/2009	M_{0-C+M}(Residual)
DPSH-E-15,87	15+870	P.H.-T15.02	0,5	8,40	02/09/2009	QD/T(W4-W5)
			TOTAL(m)	31,60		

TOTAL (Un.)		
	PREVISTO	**9**
	REALIZADO	**8**

REALIZADO
NÃO REALIZADO (sem autorização)

Quadro 3-14 Penetrações dinâmicas realizadas

3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A programação da recolha de amostras nas prospecções mecânicas realizadas, e o correspondente pedido de ensaios de laboratório, foi efectuada por técnicos especialistas do ACE, Rodovias do Baixo Alentejo.

As diversas amostras obtidas na campanha de campo foram enviadas para os laboratórios GEONORTE, LGMC(Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção), LEMC (Laboratório de ensaio de materiais de construção)-FEUP (Universidade do Porto), onde se efectuaram os ensaios para determinar as propriedades geotécnicas do terreno.

O volume de ensaios de laboratório sobre amostras alteradas procedentes de poços, apresentam-se no **Quadro3-15.**

Após a análise efectuada do conjunto anterior de ensaios, classificaram-se os solos para determinar a sua reutilização de acordo com o previsto.

Para a caracterização dos materiais rochosos recolheram-se amostras de rocha em sondagens, sobre as quais se realizaram os seguintes ensaios focalizados para reutilização dos materiais em obra e para a fundação das estruturas.

As diversas amostras de rocha recolhidas nas sondagens foram transportadas para o laboratório Geonorte, LGMC (Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção), LEMC (Laboratório de ensaio de materiais de construção)- FEUP (Universidade do Potro), onde se realizaram os ensaios descritos no **Quadro 3-16.**

DESIGNAÇÃO	UNIDADE LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	PROFUNDIDADE	Análises granulométricas por peneiração húmida (LNEC E 239)	Limites de consistência (LL e LP) (NP 143)	Teor em água natural (NP 84)	Ensaio de compactação Proctor normal (LNEC E 197)	Ensaios CBR (3 provetes) (LNEC E 198)	Azul de metileno (PSL.17)[a]	Equivalente de areia (LNEC E 199)
PE-0,24	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha	1,8	X	X	X	x	x	x	x
PE-0,65	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha	1,8	X	X	X	x	x	x	x
PE-1,44	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha	1,2	X	X	X				
PE-1,84	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha	2	X	X	X				
PE-2,17	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia siltosa castanha	2,2	X	X	X				
PE-2,58	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia siltosa castanha clara	1,8	X	X	X				
PE-3,67	QD/T(Residual)	Areia siltosa castanha	1,9	X	X	X				
PE-4,03	QD/T(Residual)/ Q_{AL}	Areia argilosa castanha a castanha escura	2,4	X	X	X				
PE-5,22	M_{O-C+M} (residual)	Areia silto-argilosa castanha	2,2	X	X	X	x	x	x	x
PE-5,56	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha								
PE-5,64	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha	1,7	X	X	X				
PE-5,88	M_{O-C+M} (residual)	Areia siltosa castanha	2	X	X	X				
PE-7,30	M_{O-C+M} (residual)	Areia silto-argilosa castanha escura	1,2	X	X	X				
PE-11,55	M_{0-C+M}(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro	1,4	X	X	X				
PE-12,18	G_N(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro	1,1	X	X	X				
PE-12,82	G_N(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzento claro	1,3	X	X	X	x	x	x	x
PE-14,18	G_N(W4-W5)	Areia siltosa castanha a cinzenta	2	X	X	X	x	x	x	x
PE-14,91	QD/T (W5-W4)/ Q_{AL}	Areia argilosa, cinzenta escura	2,1	X	X	X				
PE-16,47	G_N(W4-W5)	Areia siltosa casta a cinzenta	2	X	X	X				
PE-18,33	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa compacta, castanha clara	2,2	X	X	X				
PE-18,83	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa compacta, cinzenta	2,3	X	X	X				
PE-20,37	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa, castanha clara	1,8	X	X	X				
PE-21,30	QD/T (W5-W4)	Areia siltosa acastanhada	2	X	X	X				
PE-22,18	QD/T (W5-W4)	Areia silto-argilosa acastanhada	2	X	X	X	x	x	x	x
PE-23,03	QD/T(Residual)/QD/T(W4-W5)	Areia siltosa cinzenta clara	2,5	X	X	X				
PE-23,51	QD/T (residual) / QXP	Areia siltosa cinzenta clara	2,1	X	X	X				
		Nº Total (Unidades)		25	25	25	6	6	6	6

Quadro 3-15. Ensaios realizados sobre amostras alteradas recolhidas em poços

DESIGNAÇÃO	UNIDADE LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	PROFUNDIDADE	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	COEFICIENTE DE FRAGMENTABILIDADE	COEFICIENTE DE DEGRADABILIDADE	ENSAIO LOS ANGELES	DETERMINAÇÃO DO SLAKE DURABILITY INDEX
VI-E 02.01-S1	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3-W2)/QD/T(W2-W1)	Granodiorito (W3-2)	6,5-6,9	X				
VI-E 02.01-S2	Q_{AL}/QD/T(W5-W4)/QD/T(W2)	Granodiorito (W3-2)	6,5-6,9	X				
PS-E-04,02-S2	QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3)/QD/T(W2-W1)/QD/T(W3-W2)	Solo residual granodiorito / Granodiorito e quartzodiorito	3,0-3,30					X
PS-E-04,02-S2	QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3)/QD/T(W2-W1)/QD/T(W3-W2)	Solo residual granodiorito / Granodiorito e quartzodiorito	4,0-4,5			X		
PS-E-04,02-S2	QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3)/QD/T(W2-W1)/QD/T(W3-W2)	Solo residual granodiorito / Granodiorito e quartzodiorito	5,2-6,0		X			
PS-E-04,02-S2	QD/T(W5-W4)/ QD/T(W3)/QD/T(W2-W1)/QD/T(W3-W2)	Solo residual granodiorito / Granodiorito e quartzodiorito	6,5-7,5				X	
PS-E-05,01-S2	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	6,0-7,2					X
PS-E-05,01-S2	QD/T(residual)	Micaxisto siltoso / micaxisto	6,5-7,5			X		
PS-E-05,01-S2	M_{0-C+M}(W5-W4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	7,5-9,0				X	
PS-E-05,01-S2	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	7,9-9,3		X			
PS-E-05,01-S3	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	3,0-6,0					X
PS-E-05,01-S3	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	3,0-4,5			X		
PS-E-05,01-S3	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	4,0-5,0				X	
PS-E-05,01-S3	M_{0-C+M} (W3-W2) / M_{0-C+M} (W5-4)	Micaxisto siltoso / micaxisto	6,0-7,5		X			
SE-5,17	M_{O-C+M} (W3-2) / M_{O-C+M}(W3)/M_{O-C+M}(W3-4)	Micaxisto	7,0-9,5					X
SE-5,17	M_{O-C+M} (W3-2) / M_{O-C+M}(W3)/M_{O-C+M}(W3-4)	Micaxisto	9,0-10,5		X			
SE-5,17	M_{O-C+M} (W3-2) / M_{O-C+M}(W3)/M_{O-C+M}(W3-4)	Micaxisto	11,8-12,90			X		

DESIGNAÇÃO	UNIDADE LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	PROFUNDIDADE	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	COEFICIENTE DE FRAGMENTABILIDADE	COEFICIENTE DE DEGRADABILIDADE	ENSAIO LOS ANGELES	DETERMINAÇÃO DO SLAKE DURABILITY INDEX
SE-5,17	M_{O-C+M} (W3-2) / M_{O-C+M}(W3)/M_{O-C+M}(W3-4)	Micaxisto	12,0-13,8				X	
SE-6,49	M_{O-C+M} (W3-2)/M_{O-C+M}(W2)	Micaxisto (W2)	6,0-7,5			X		
SE-6,49	M_{O-C+M} (W3-2)/M_{O-C+M}(W2)	Micaxisto (W2)	8,0-8,5					X
SE-6,49	M_{O-C+M} (W3-2)/M_{O-C+M}(W2)	Micaxisto (W2)	9,0-10,5		X			
SE-6,49	M_{O-C+M} (W3-2)/M_{O-C+M}(W2)	Micaxisto (W2)	10,5-11,5				X	
VI- E 08.01-S1	M_{0-C+M}	Solo residual gnaisses / gnaisse (3-2)	6,9-7,3	X				
VI- E 08.01-S3	M_{O-C+M}(W2)/M_{O-C+M}(W3-W2)/M_{O-C+M}(W3)	Micaxisto / corneanas	7,5-8,4	X				
PS-E-12,02-S1	GN (Residual)GN(W3-W2)	Areia argilosa (decomposição dos granitos) / gnaisse-migmatito	3,2-5,5			X		
PS-E-12,02-S1	GN (Residual)GN(W3-W2)	Areia argilosa (decomposição dos granitos) / gnaisse-migmatito	3,2-5,0					X
PS-E-12,02-S1	GN (Residual)GN(W3-W2)	Areia argilosa (decomposição dos granitos) / gnaisse-migmatito	3,5-5,0		X			
VI-E-16,01-S2	GN (Residual)	Solo residual gnaisses granitoides / gnaisse granitoide	8,0-8,5	X				
PS-E-22,01-S2	QD/T	Solo residual granodiorito / granodiorito	8,8-10,5					X
PS-E-22,01-S2	QD/T(Residual)	Solo residual granodiorito / granodiorito	9,5-11,0			X		
PS-E-22,01-S2	QD/T(Residual)	Solo residual granodiorito / granodiorito	12,5-13,0		X			
PS-E-22,01-S2	QD/T(Residual)	Solo residual granodiorito / granodiorito	13,5-14,5				X	
		Nº Total (Unidades)		5	7	7	6	7

Quadro 3-16. Ensaios realizados sobre as amostras de rocha procedentes de sondagens

3.5. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS. GRUPOS GEOTÉCNICOS

A estrutura geral dos materiais repete-se ao longo do traçado, verificando-se que em todas as formações rochosas se encontrou espessuras de até 15 metros de rochas muito alteradas a decomposta (W4-W5). Na superfície surgem espessuras de solo residual com cerca de 5 metros (detectado no perfil sísmico GE 13,89).

Concluindo, os materiais que aparecem ao longo de este traçado estão agrupados do seguinte modo:

1. Depósitos aluvionares.
2. Solos residuais procedentes da alteração das formações rochosas.
3. Xistos de Moura.
4. Quartzodioritos / Tonalitos.
5. Gnaisses graníticos e migmatíticos.

3.5.1. Descrição dos materiais

No presente capítulo é realizada a caracterização das unidades litológicas existentes ao longo do traçado. A mesma será realizada a partir da interpretação dos ensaios de laboratório efectuados sobre algumas amostras extraídas de poços e sondagens, dos valores obtidos nos ensaios SPT, realizados em sondagens para este corredor ou para as estruturas que o compõe, considerando a gráfica obtida nos DPSHs e a partir dos resultados da prospecção geofísica por métodos sísmicos. Também serão considerados dados obtidos a partir da observação de taludes, que se encontram reflectidos nas correspondentes fichas.

Os ensaios de laboratório disponíveis sobre amostras de poços são algo escassos, devido, às características específicas dos materiais, cuja granulometria impediu que se obtivessem resultados representativos para a caracterização de solos. Por este motivo, em alguns casos, tornou-se necessário aplicar correlações empíricas e adoptar parâmetros conservadores.

A atribuição de parâmetros geotécnicos aos materiais afectados pela execução de aterros ou escavações, realizar-se-á a partir das unidades geológicas diferenciadas.

O presente traçado, do ponto de vista geológico-geotécnico, pode ser dividido da seguinte forma:

- Desde o início do lanço até ao km 5+080, foram detectadas rochas intrusivas hercínicas da unidade $Q_{D/T}$, constituída por quartzodioritos e tonalitos. Superficialmente esta unidade apresenta-se como um solo de alteração de natureza silto-arenosa. O mesmo foi caracterizado como uma unidade independente, por apresentar um comportamento mecânico e estrutural diferente ao da rocha. Tem uma espessura que varia entre 1 e 3 m. Em profundidade distinguiram-se dois níveis em função do grau de alteração do maciço rochoso, que determina a sua escavabilidade e ripabilidade. Neste lanço também se intersecta o depósito aluvial (Q_{AL}) da Ribeira do Freixo, entre o p.k. 2+800 e o p.k 2+855.

- Entre o PK 5+080 e 11+640 foi detectada a Formação dos Xistos de Moura, na qual se distinguiram duas unidades: uma constituída por micaxistos (M_{O-MX}) e outra unidade que engloba xistos quartzo-feldespáticos, corneanas e anfibolitos (M_{O-C+M}). Existe um nível superficial descontínuo de solo residual, com uma espessura de 1 a 2 m, sobre o qual se encontra um nível de rocha muito alterada (W5-4), que em algumas zonas ultrapassa os 5 m de espessura, ambos os níveis foram caracterizados como unidades independentes, devido ao seu diferente comportamento mecânico. Os depósitos aluviais (Q_{AL}) do Rio Degebe foram identificados entre os p.ks. 8+030-8+085 e p.ks 8+530-8+570.

- O troço compreendido entre os p.ks. 11+640 e 14+320 desenvolve-se sobre materiais do Complexo Migmatítico (GN), constituído por gnaisses graníticos e migmatíticos. Superficialmente esta unidade apresenta-se como um solo de alteração de natureza silto-arenosa, com um comportamento mecânico e estrutural diferente ao da rocha, daí se ter caracterizado como uma unidade independente. A sua espessura varia entre 1 e 4 m. Em profundidade distinguiram-se dois níveis em função do grau de alteração do maciço rochoso, que determina a sua escavabilidade e ripabilidade.

- A unidade QD/T encontra-se novamente do p.k. 14+320 ao p.k 16+180. Sobre esta unidade reconheceram-se depósitos aluvionares (Q_{AL}) entre o p.k. 14+840-14+910 e na Ribeira dos Quartos (p.k. 15+834).

- Do troço 16+180 a 18+135, foram identificados gnaisses do Complexo Migmatítico (GN).

- Desde o p.k. 18+135 até ao final, o traçado desenvolve-se sobre a unidade QD/T, a excepção do p.k. 20+800, onde se encontraram depósitos aluviais (Q_{AL}) da Ribeira dos Currais.

3.5.1.1. Depósitos Aluvionares

Correspondem a depósitos de material arenoso de grão médio a grosseiro, com seixos de Quartzo e litoclastos sub-rolados das litologias envolventes. Estes depósitos encontram-se nos leitos das linhas de água da região, como o Rio Degebe, a Ribeira do Freixo e outras linhas de água de menor expressão. Tratam-se de depósitos com fraca representação, quer a nível de extensão, quer a nível de espessura, com uma profundidade máxima de 3,80 m.

A nível de prospecção, unicamente foi detectada nas sondagens VI-E 02,01-S2, VI-E 02,01-S3, VI-E 02,01-S4 e PI-E 20,01 S2.

Propriedades de resistência

Para estimar a resistência desta unidade serão analisadas as pancadas obtidas nos ensaios SPT realizados nas sondagens.

Foi efectuada uma correcção dos valores N_{SPT} obtidos, seguindo as indicações do Eurocódigo 7 EN 1997-2:2007.

Tendo em conta as perdas de energia devidas ao comprimento do furo, o factor de correcção é de 1.00, caso o comprimento seja superior a 10 m, variando entre 0,75 e 0,95 para comprimentos inferiores. Existe também um factor de correcção devido ao efeito da sobrecarga do terreno em areias, sendo possível utilizar, para areias normalmente consolidadas, a seguinte expressão:

$$C_N = \frac{200}{100 + \sigma'_V}$$

Não se devem aplicar factores de correcção superiores a 2,00, devendo ser preferencialmente, de 1,50.

Para o cálculo geral e para as comparações em areias, os valores de N devem-se ajustar à relação de energia de referência dos 60% através da seguinte expressão.

$$N60 = \frac{(ERr)}{60} \cdot N$$

Onde:

N é o número de pancadas contadas

Err é a relação de energia do equipamento específico de ensaio, cujo valor assumido para o cálculo é ER_r=60%.

O número de pancadas dos ensaios SPT, o seu factor de correcção e valor corrigido, são indicados no seguinte quadro:

Prospecção	Profundidade (m)	Unid. litológicas	SPT	Factor de correcção devido à energia do equipamento específico de ensaio	Factor de correcção devido à tensão vertical	Factor de correcção devido ao comprimento do furo	SPT corrigido
PI-E 20,01 S2	1,50	QAL	26	1	1,55	0,75	30
VI-E 02,01-S2	1,50	QAL	24	1	1,55	0,75	28
VI-E 02,01-S3	1,50	QAL	20	1	1,55	0,75	23
VI-E 02,01-S3	3,00	QAL	30	1	1,26	0,85	32
VI-E 02,01-S4	1,50	QAL	2	1	1,55	0,75	2
VI-E 02,01-S4	3,00	QAL	3	1	1,26	0,85	3

Quadro 3-17. N_{SPT} - Unidade Qal

As pancadas nesta formação oscilam entre 20 e 30 pelo que a sua compacidade de forma geral é medianamente compacta, no entanto é possível encontrar zonas muito soltas como a registada na sondagem VI-E 02.01–S4.

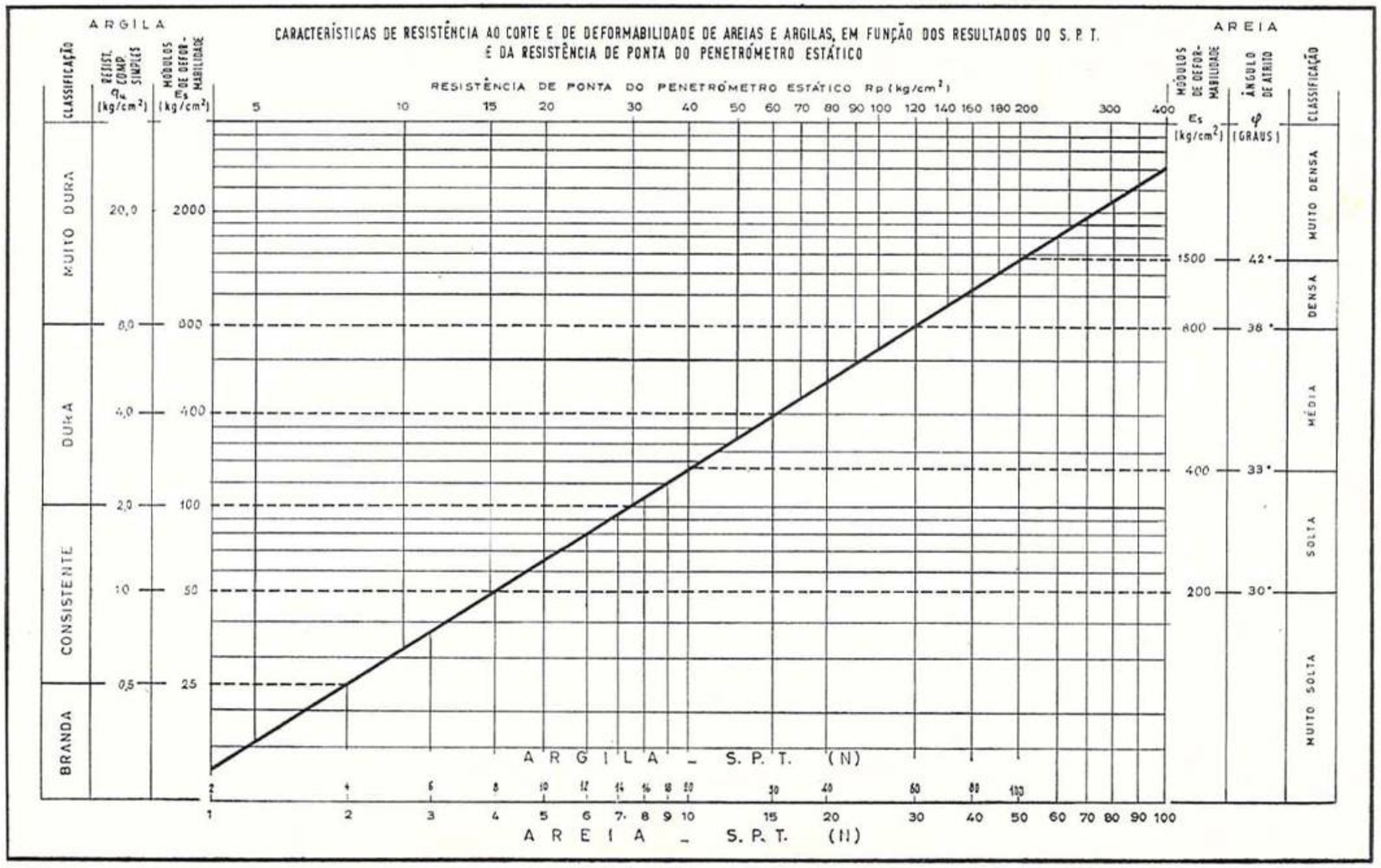
N_{SPT}	Compacidade	Densidade Relativa (%)
0 - 4	muito solta	15
4 - 10	solta	15 - 35
10 - 30	medianamente compacta	35 - 65
30 - 50	compacta	65 - 85
> 50	muito compacta	85 - 100

Quadro 3-18. Classificação de areias quanto à compacidade

Para a designação de parâmetros, dada a ausência de ensaios de laboratório sobre amostras desta unidade, tornou-se necessário correlacionar os valores obtidos nos ensaios de resistência (pancadas SPT).

Para o efeito foi utilizado o **Quadro 3-19**, incluído em "ACERCA DO PROJECTO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS DE BETÃO ARMADO", de Guy de Castro; Memoria nº 488 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil; Ministério das Obras Públicas (1981). O quadro foi utilizado para obter os valores de deformabilidade para as diversas unidades de solo residual e rocha muito alterada (W4-W5).

No caso do ângulo de atrito, recorreu-se a valores bibliográficos, neste caso com o "Geotechnical Engineering Investigation Manual" Hunt, R.E. (1984), **Quadro 3-27**.



Quadro 3-19. Características de resistência ao corte e de deformabilidade de areias e argilas, em função dos resultados do SPT. Classificação de areias quanto à compacidade

Parâmetros geotécnicos adoptados

Ângulo de atrito (φ): 29º
Coesão (c): 5 kPa
Densidade aparente (γ): 18 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E): 20 MPa

Resumo das características geotécnicas

Litologia: material arenoso de grão médio a grosseiro, com seixos de Quartzo e litoclastos sub-rolados das litologias envolventes (Quaternário)
Escavabilidade: escavável por meios mecânicos em fundações.

3.5.1.2. Solos residuais procedentes de alteração de rochas

Nesta unidade agruparam-se todos os solos de alteração dos materiais rochosos, que aparecem em superfície ao longo do traçado. Fundamentalmente estão constituídos pela uma areia siltosa com fragmentos de rocha decompostos.

Esta unidade aparece em superfície ao longo de todo o traçado, embora alguns reconhecimentos tenham detectado directamente o maciço rochoso alterado.

A sua espessura vem definida pela profundidade alcançada em poços e ensaios de penetração (DPSH), considerando a sua profundidade de "nega" como o contacto com a rocha alterada. A espessura em poços oscila entre 0,80 e 3,00, com um valor médio de 2,00 m. Os ensaios de penetração detectaram uma espessura compreendida entre 3,20 e 8,40 m, com um valor médio superior a 5 m.

A partir dos perfis sísmicos realizados em escavações, também se diferenciou o limite entre esta unidade e o maciço rochoso alterado. Considerou-se esse limite entre 1000 m/s. Estes perfis de refracção sísmica estão representados nas plantas e perfis geológico-geotécnicos anexos a esta memória.

Esta espessura é superior em vales e inferior em zonas altas. Encontra-se limitada em todos os casos pela rocha decomposta ou muito alterada (W4-W5) correspondente.

De seguida apresentam-se os resultados dos ensaios de laboratório, os ensaios SPT, a granulometria e a carta de plasticidade separados pelos diferentes tipos de formações rochosas que deram origem aos diferentes solos eluviais (**quadro 3-20 e figuras 3-1, 3-2 e 3-3**).

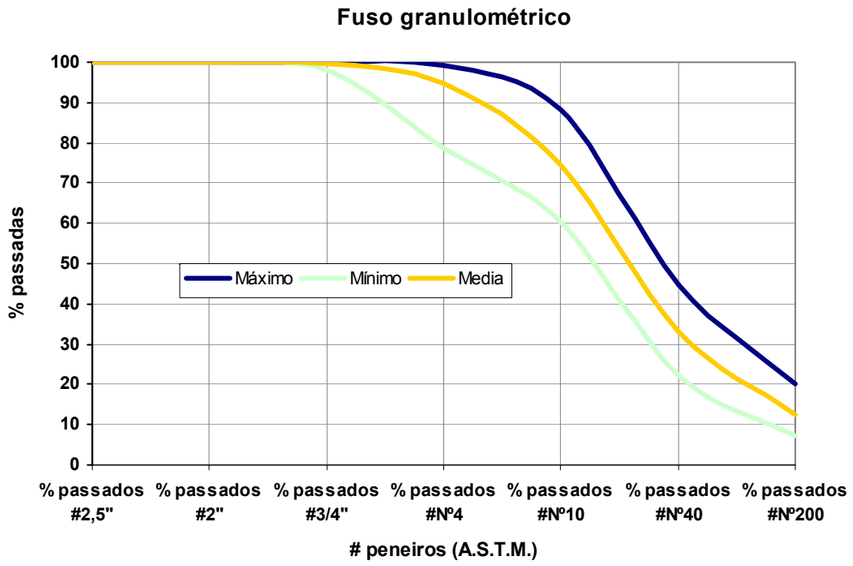
Devido à semelhança geotécnica dos ensaios correspondentes a solos residuais, realizou-se um tratamento em conjunto.

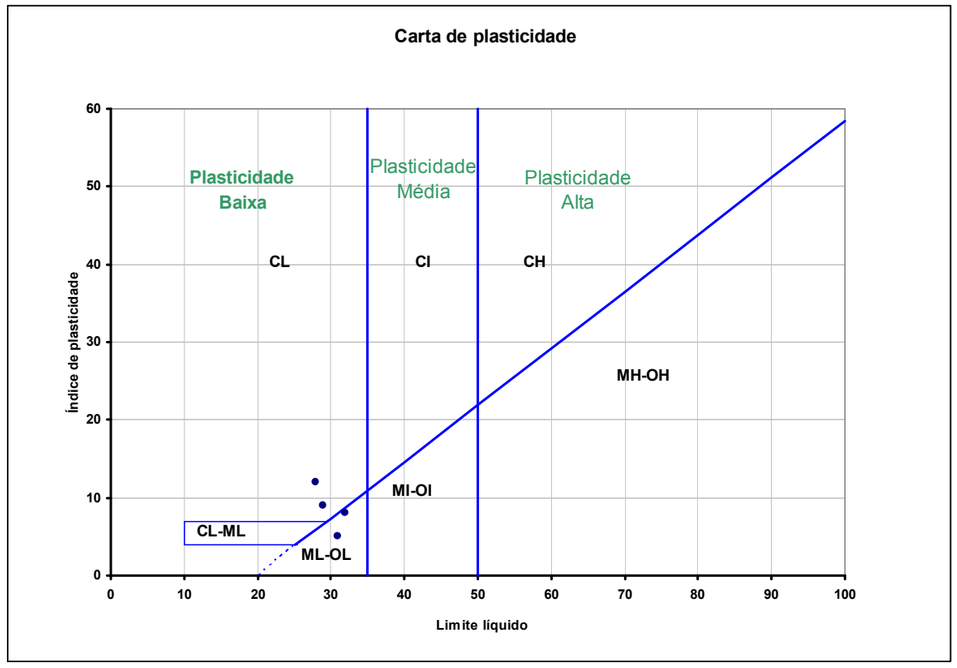
Os resultados dos ensaios com os valores médios e os seus desvios típicos apresentam-se no **quadro 3-20**

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS					TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem /Poço	P.K. (km)	Z (m)	ID Grupo	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
														L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-0,24	0+240	1,8	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	3,4	100	100	100	96,8	88,3	44,9	8,9	X				21,1	8,7	7,36	0	26	6,2	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S2
PE-0,65	0+650	1,8	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	4	100	100	100	97,9	77,2	37,8	14,1	X				20,8	8,9	19,29	0,33	28	8,5	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S3
PE-1,44	1+435	1,2	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	5,2	100	100	98,9	95,4	75,6	39,1	18,3		29	20	9							SC	A-2-4(0)	B5 ts	S2/S3
PE-1,84	1+845	2	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	7,5	100	100	97,9	93,2	72,7	33,5	12,4	X										SM	A-1-b(0)	B5 s	S3
PE-2,17	2+185	2,2	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	5,5	100	100	100	99,3	87,5	40,5	20		31	26	5							SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-2,58	2+585	1,8	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	7,4	100	100	100	95,5	84	43	12,7	X										SM	A-1-b(0)	B5 s	S3
PE-3,67	3+685	1,9	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro. Granodioritos decompostos (W5)	5,5	100	100	100	95,6	67,7	27,7	8,7	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 ts	S3
PE-4,03	4+045	2,4	QD/T (residual)	Areia argilo-siltosa, de grão médio a grosseiro, misturado com seixos e calhaus rolados	8,1	100	100	100	95,9	72,9	35	19,1		28	16	12							SC	A-2-6(0)	B5 s	S2/S3
PE-14,91	14+880	2,1	QD/T (residual)	Areia fina a média, silto-argilosa. Granodioritos porfiroides decompostos (W5)	4,5	100	100	99,5	89,2	65,3	24,7	9,8	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 s-ts	S3
PE-18,33	18+280	2,2	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	9,4	100	100	100	94,3	66,2	23,3	7,3	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 h-m	S3
PE-18,83	18+810	2,3	QD/T (residual)	Areia fina a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	11,1	100	100	100	92,5	60,5	22	9	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 h-th	S3
PE-20,37	20+340	1,8	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	8,4	100	100	100	97,5	73,1	32,6	11,4	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 s-m	S3
PE-21,30	21+270	2	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	7,9	100	100	100	98,5	77,8	33,7	12,5	X										SM	A-1-b(0)	B5 ts-s	S3
PE-22,18	22+145	2	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos decompostos (W5)	6,6	100	100	100	99,1	83,3	36,8	14	X				19,7	13,1	10,37	0		15,8	SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-23,03	23+000	2,5	QD/T (residual)	Areia média a grosseira, silto-argilosa, com fragmentos de rocha. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	10,3	100	100	100	95,9	78,1	27,2	8,7	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 m-h	S3
PE-23,51	23+460	2,1	QD/T (residual)	Areia média a grosseira, argilosa, com fragmentos de rocha. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	8,9	100	100	100	78,7	63,9	25,2	15,8		32	24	8							SM	A-2-4(0)	B5 m-s	S3

Máximo	11,100	100,000	100,000	100,000	99,300	88,300	44,900	20,000		32,000	26,000	12,000	21,100	13,100	19,290	0,330	28	16
Mínimo	3,400	100,000	100,000	97,900	78,700	60,500	22,000	7,300		28,000	16,000	5,000	19,700	8,700	7,360	0,000	26	6
Media	7,106	100,000	100,000	99,769	94,706	74,631	32,938	12,669		30,000	21,500	8,500	20,533	10,233	12,340	0,110	27	10
Nº Dados	16	16	16	16	16	16	16	16		4	4	4	3	3	3	3	2	3
Desvio	2,271	0,000	0,000	0,578	5,005	8,466	7,229	3,986		1,826	4,435	2,887	0,737	2,485	6,204	0,191	1,414	5,012

Quadro 3-20. QDT residual.





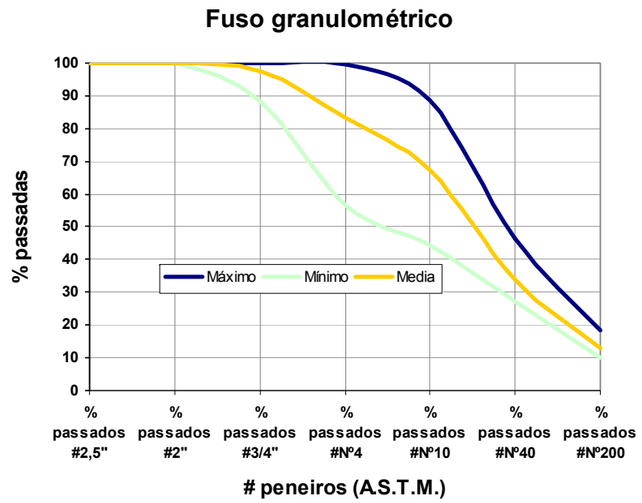
Profundidade(m)	SPT	SPT corrigido
0-5	52	53
5-10	55	51

Figura 3-1. Características do solo residual particularizado para a alteração dos Tonalitos (QD/T Residual)

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS					TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem /Poço	P.K. (km)	Z (m)	ID Grupo	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
														L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-5,22	5+220	2,2	MO-C+M	Areia argilo-siltosa, de grão médio a grosseiro, misturada com fragmentos de rocha	2,2	100	100	100	95	76,6	46,6	18,4		36	30	6	20,7	10,6	18,86	0	19	6,3	SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-5,64	5+640	1,7	MO-C+M	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio	13,5	100	100	100	99,5	88,8	35,1	10,2	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 h-th	S3
PE-5,88	5+870	2	MO-C+M	Areia siltosa de grão fino a médio, misturada com fragmentos de rocha	10,5	100	100	100	71,7	53,6	31,1	14,9		31	26	5							SM	A-1-b(0)	B5 h	S3
PE-7,30	7+270	1,2	MO-C+M	Areia siltosa, de grão fino a médio, misturada com fragmentos de rocha	9,1	100	100	88,4	56,5	44,3	27	11,5	X										SM	A-1-a(0)	B3 / B4 s-m	S3
PE-11,55	11+515	1,4	MO-C+M	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos (W5-W4)	14,2	100	100	100	93,6	74,1	30	10,1	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 h-th	S3

Máximo	14,200	100,000	100,000	100,000	99,500	88,800	46,600	18,400		36	30	6
Mínimo	2,200	100,000	100,000	88,400	56,500	44,300	27,000	10,100		31	26	5
Media	9,900	100,000	100,000	97,680	83,260	67,480	33,960	13,020		34	28	6
Nº Dados	5	5	5	5	5	5	5	5		2	2	2
Desvio	4,789	0,000	0,000	5,188	18,427	18,107	7,638	3,580		3,5	2,8	0,7

Quadro 3-21. M_{O-C+M} residual.



Profundidade(m)	SPT	SPT corrigido
0-5	58	60

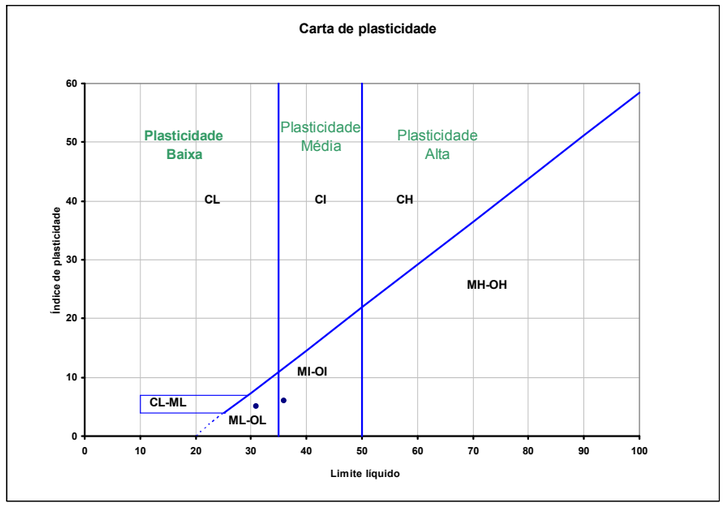
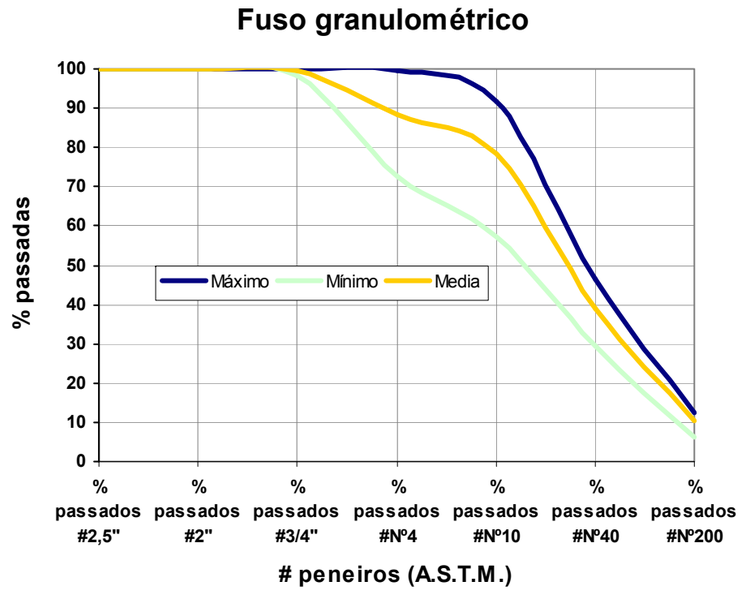


Figura 3-2. Características do solo residual particularizado para a alteração dos Xistos.

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS					TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	ID Grupo	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
														L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-12,18	12+135	1,1	GN (residual)	Areia fina a média, com fragmentos de rocha decompostos. Gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4)	6,1	100	100	98,4	72,8	57,3	29,5	11,3	X										SM	A-1-b(0)	B3 s-ts	S3
PE-12,82	12+780	1,3	GN (residual)	Areia fina a média, siltosa. Gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4)	4,3	100	100	100	84,8	74,1	37,7	10,9	X				20,2	9,7	8,62	0	25	6,2	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S2
PE-14,18	14+140	2	GN (residual)	Areia fina a média, argilosa-siltosa. Gnaisses granitoides decompostos (W5)	5,2	100	100	100	96,5	90,6	46,3	6,3	X				20,5	10,4	14,27	0	27	5,1	SM	A-1-b(0)	B2 s	S3
PE-16,47	16+440	2	GN (residual)	Areia fina a média, silto-argilosa. Gnaisses granitoides decompostos (W5)	9	100	100	100	99,6	91,5	42,3	12,3	X										SM	A-1-b(0)	B5 h-m	S3
Máximo					9,000	100,000	100,000	100,000	99,600	91,500	46,300	12,300					20,500	10,400	14,270	0,000	27,000	6,200				
Mínimo					4,300	100,000	100,000	98,400	72,800	57,300	29,500	6,300					20,200	9,700	8,620	0,000	25,000	5,100				
Media					6,150	100,000	100,000	99,600	88,425	78,375	38,950	10,200					20,350	10,050	11,445	0,000	26,000	5,650				
Nº Dados					4	4	4	4	4	4	4	4	4				2	2	2	2	2	2				
Desvio					2,037	0,000	0,000	0,800	12,212	16,167	7,214	2,666					0,212	0,495	3,995	0,000	1,414	0,778				

Quadro 3-22. G_N residual.



Profundidade(m)	SPT	SPT corrigido
0-5	47	49
5-10	60	60

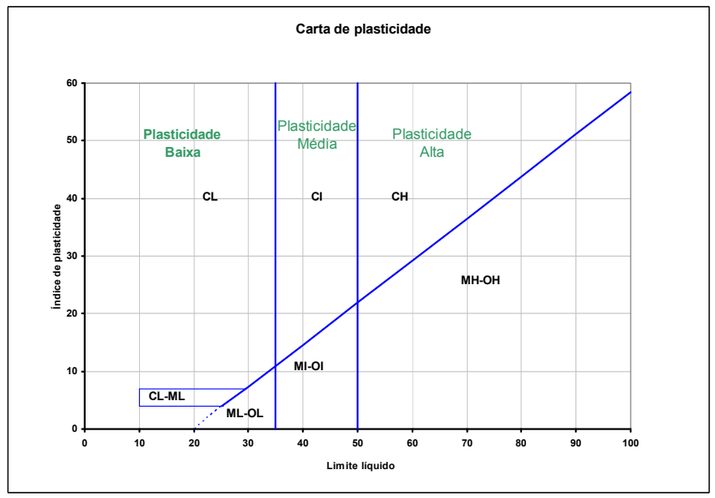


Figura 3-3. Características do solo residual particularizado para a alteração dos Gnaisses.

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS				TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem /Poço	P.K. (km)	Z (m)	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
													L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-0,24	0+240	1,8	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	3,4	100	100	100	96,8	88,3	44,9	8,9	X				21,1	8,7	7,36	0	26	6,2	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S2
PE-0,65	0+650	1,8	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	4	100	100	100	97,9	77,2	37,8	14,1	X				20,8	8,9	19,29	0,33	28	8,5	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S3
PE-1,44	1+435	1,2	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	5,2	100	100	98,9	95,4	75,6	39,1	18,3		29	20	9							SC	A-2-4(0)	B5 ts	S2/S3
PE-1,84	1+845	2	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	7,5	100	100	97,9	93,2	72,7	33,5	12,4	X										SM	A-1-b(0)	B5 s	S3
PE-2,17	2+185	2,2	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	5,5	100	100	100	99,3	87,5	40,5	20		31	26	5							SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-2,58	2+585	1,8	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	7,4	100	100	100	95,5	84	43	12,7	X										SM	A-1-b(0)	B5 s	S3
PE-3,67	3+685	1,9	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro. Granodioritos decompostos (W5)	5,5	100	100	100	95,6	67,7	27,7	8,7	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 ts	S3
PE-4,03	4+045	2,4	Areia argilo-siltosa, de grão médio a grosseiro, misturado com seixos e calhaus rolados	8,1	100	100	100	95,9	72,9	35	19,1		28	16	12							SC	A-2-6(0)	B5 s	S2/S3
PE-5,22	5+220	2,2	Areia argilo-siltosa, de grão médio a grosseiro, misturada com fragmentos de rocha	2,2	100	100	100	95	76,6	46,6	18,4		36	30	6	20,7	10,6	18,86	0	19	6,3	SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-5,64	5+640	1,7	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio	13,5	100	100	100	99,5	88,8	35,1	10,2	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 h-th	S3
PE-5,88	5+870	2	Areia siltosa de grão fino a médio, misturada com fragmentos de rocha	10,5	100	100	100	71,7	53,6	31,1	14,9		31	26	5							SM	A-1-b(0)	B5 h	S3
PE-7,30	7+270	1,2	Areia siltosa, de grão fino a médio, misturada com fragmentos de rocha	9,1	100	100	88,4	56,5	44,3	27	11,5	X										SM	A-1-a(0)	B3 / B4 s-m	S3
PE-11,55	11+515	1,4	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos (W5-W4)	14,2	100	100	100	93,6	74,1	30	10,1	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 h-th	S3
PE-12,18	12+135	1,1	Areia fina a média, com fragmentos de rocha decompostos. Gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4)	6,1	100	100	98,4	72,8	57,3	29,5	11,3	X										SM	A-1-b(0)	B3 s-ts	S3
PE-12,82	12+780	1,3	Areia fina a média, siltosa. Gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4)	4,3	100	100	100	84,8	74,1	37,7	10,9	X				20,2	9,7	8,62	0	25	6,2	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S2
PE-14,18	14+140	2	Areia fina a média, argilosa-siltosa. Gnaisses granitoides decompostos (W5)	5,2	100	100	100	96,5	90,6	46,3	6,3	X				20,5	10,4	14,27	0	27	5,1	SM	A-1-b(0)	B2 s	S3
PE-14,91	14+880	2,1	Areia fina a média, silto-argilosa. Granodioritos porfiroides decompostos (W5)	4,5	100	100	99,5	89,2	65,3	24,7	9,8	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 s-ts	S3
PE-16,47	16+440	2	Areia fina a média, silto-argilosa. Gnaisses granitoides decompostos (W5)	9	100	100	100	99,6	91,5	42,3	12,3	X										SM	A-1-b(0)	B5 h-m	S3
PE-18,33	18+280	2,2	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	9,4	100	100	100	94,3	66,2	23,3	7,3	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 h-m	S3
PE-18,83	18+810	2,3	Areia fina a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	11,1	100	100	100	92,5	60,5	22	9	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 h-th	S3

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS				TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem /Poço	P.K. (km)	Z (m)	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
													L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-20,37	20+340	1,8	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	8,4	100	100	100	97,5	73,1	32,6	11,4	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 s-m	S3
PE-21,30	21+270	2	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	7,9	100	100	100	98,5	77,8	33,7	12,5	X										SM	A-1-b(0)	B5 ts-s	S3
PE-22,18	22+145	2	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos decompostos (W5)	6,6	100	100	100	99,1	83,3	36,8	14	X				19,7	13,1	10,37	0		15,8	SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-23,03	23+000	2,5	Areia média a grosseira, silto-argilosa, com fragmentos de rocha. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	10,3	100	100	100	95,9	78,1	27,2	8,7	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 m-h	S3
PE-23,51	23+460	2,1	Areia média a grosseira, argilosa, com fragmentos de rocha. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	8,9	100	100	100	78,7	63,9	25,2	15,8		32	24	8							SM	A-2-4(0)	B5 m-s	S3
Máximo				14,200	100,000	100,000	100,000	99,600	91,500	46,600	20,000		36	30	12	21,100	13,100	19,290	0,330	28,000	15,800				
Mínimo				2,200	100,000	100,000	88,400	56,500	44,300	22,000	6,300		28	16	5	19,700	8,700	7,360	0,000	19,000	5,100				
Média				7,512	100,000	100,000	99,324	91,412	73,800	34,104	12,344		31	24	8	20,500	10,233	13,128	0,055	25,000	8,017				
Nº Dados				25	25	25	25	25	25	25	25		6	6	6	6	6	6	6	5	6				
Desvio				3,029	0,000	0,000	2,341	10,652	12,016	7,329	3,727		2,787	4,967	2,739	0,494	1,600	5,164	0,135	3,536	3,972				

Quadro 3-23. Solos residuais: Ensaios sobre amostras de poços

Classificação das amostras

A curva granulométrica do solo residual está representada na seguinte figura

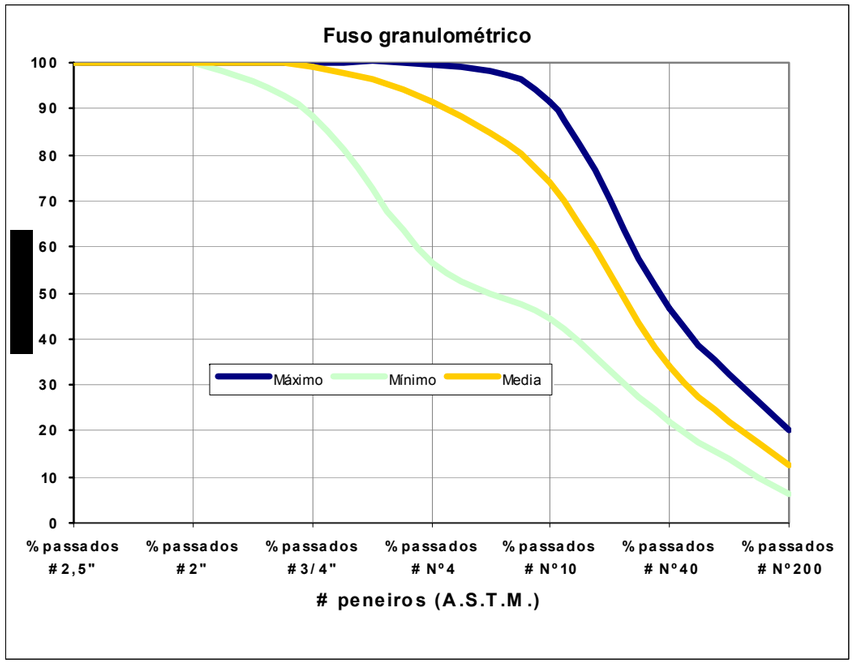


Figura 3-4.- Fuso granulométrico

Os ensaios de laboratório realizados sobre amostras desta unidade indicam uma percentagem de finos entre os 6 e os 20%.

A partir das fotos realizadas durante a escavação de poços, pode-se apreciar a existência de um material fundamentalmente granular, com fragmentos e blocos do substrato rochoso.

Como se pode ver na **figura 3-5**, a plasticidade da fracção fina é baixa, oscilando o índice de plasticidade entre 5 e 12 %.

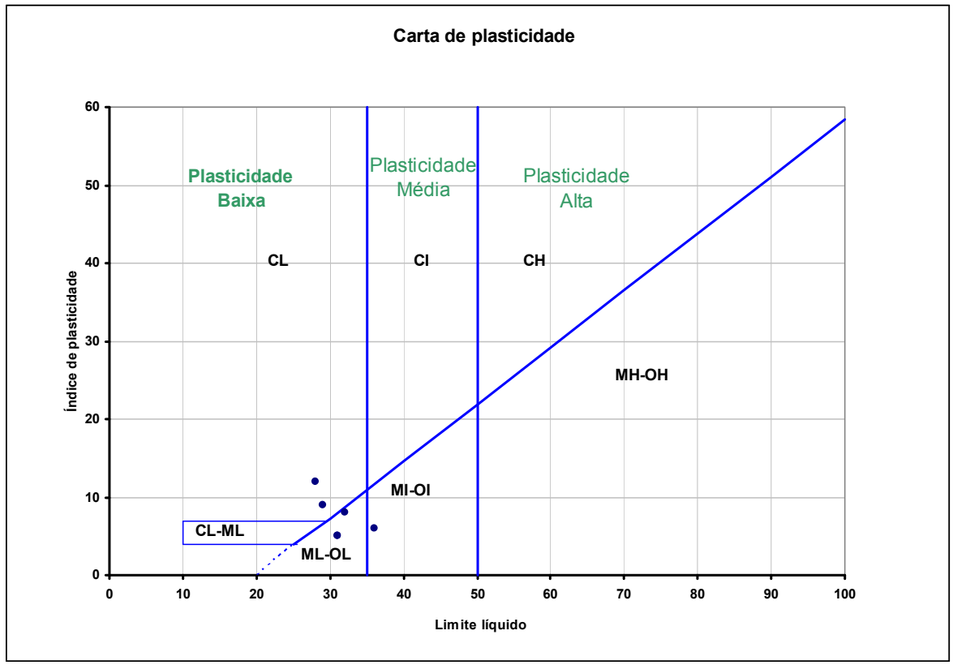


Figura 3-5.- Carta de plasticidade

O solo residual classifica-se maioritariamente como SM, segundo a ASTM e como solos A-1-b (duas amostras como A-2-4 e uma como A-2-6) sempre com o índice de grupo de “0”, segundo a AASHTO.

Propriedades físicas

Dispõem-se de 25 ensaios de teor de humidade. O valor máximo é de 14% e o mínimo de 2%.

Não se dispõe de ensaios de densidade de material por essa razão recorreu-se a valores bibliográficos.

A bibliografia utilizada para a obtenção dos parâmetros geotécnicos foi a edição de 1980 de “Grundbau Taschenbuch” e as propriedades para os solos não coesivos de “Geotechnical Engineering Investigation Manual” Hunt, R.E. (1984).

Propriedades de resistência

Para estimar a resistência desta unidade foi avaliado o número de pancadas obtido nos ensaios SPT e DPSH.

Foi efectuada uma correcção dos valores N_{SPT} obtidos, seguindo as indicações do Eurocódigo 7 EN 1997-2:2007.

O número de pancadas dos ensaios SPT, o seu factor de correcção e valor corrigido, são indicados no seguinte quadro:

Prospecção	Profundidade(m)	Unid. litológicas	SPT	Factor de correcção devido à energia do equipamento específico de ensaio	Factor de correcção devido à tensão vertical	Factor de correcção devido ao comprimento do furo	SPT corrigido
PI-E 16,01-S1	1,50	QD/T(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PI-E 16,01-S1	3,00	QD/T(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PI-E 16,01-S1	4,50	QD/T(Residual)	60	1	1,07	0,95	60
PI-E 16,01-S2	1,50	QD/T(Residual)	42	1	1,55	0,75	49
PI-E 16,01-S2	3,00	QD/T(Residual)	58	1	1,26	0,85	60
PI-E 16,01-S2	4,50	QD/T(Residual)	60	1	1,07	0,95	60
PI-E 16,01-S2	6,00	QD/T(Residual)	60	1	0,92	0,95	60
PI-E 17,01-S1	1,50	GN(Residual)	15	1	1,55	0,75	17
PI-E 17,01-S1	3,00	GN(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PI-E 17,01-S2	1,50	GN(Residual)	13	1	1,55	0,75	5
PI-E 17,01-S2	3,00	GN(Residual)	57	1	1,26	0,85	14
PI-E 20,01 S1	1,50	QD/T(Residual)	40	1	1,55	0,75	46
PI-E 20,01 S1	3,00	QD/T(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PI-E 20,01 S2	3,00	QD/T(Residual)	53	1	1,26	0,85	60
PI-E 20,01 S2	4,50	QD/T(Residual)	59	1	1,07	0,95	60
PSCF-E 01,01-S1	1,50	QD/T(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PSCF-E 01,01-S1	3,00	QD/T(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PSCF-E 01,01-S2	1,50	QD/T(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PSCF-E 01,01-S2	3,00	QD/T(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PSCF-E 11,01-S1	1,50	$M_{0\text{-}C+M}$(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PSCF-E 11,01-S1	3,00	$M_{0\text{-}C+M}$(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PSCF-E 11,01-S2	1,50	$M_{0\text{-}C+M}$(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PSCF-E 11,01-S2	3,00	$M_{0\text{-}C+M}$(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 00,01-S1	1,50	QD/T(residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 00,01-S2	1,50	QD/T(residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 00,01-S2	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 00,01-S3	1,50	QD/T(residual)	53	1	1,55	0,75	60
PS-E 00,01-S3	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 04,01-S1	1,50	QD/T(residual)	51	1	1,55	0,75	60
PS-E 04,01-S1	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 04,01-S1	4,50	QD/T(residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 04,01-S2	1,50	QD/T(residual)	29	1	1,55	0,75	34
PS-E 04,01-S2	3,00	QD/T(residual)	31	1	1,26	0,85	33

Prospecção	Profundidade(m)	Unid. litológicas	SPT	Factor de correcção devido à energia do equipamento específico de ensaio	Factor de correcção devido à tensão vertical	Factor de correcção devido ao comprimento do furo	SPT corrigido
PS-E 04,01-S2	4,50	QD/T(residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 04,01-S3	1,50	QD/T(residual)	55	1	1,55	0,75	60
PS-E 04,01-S3	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 04,01-S3	4,50	QD/T(residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 04,02-S1	1,50	QD/T(residual)	51	1	1,55	0,75	60
PS-E 04,02-S2	1,50	QD/T(residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 04,02-S3	1,50	QD/T(residual)	52	1	1,55	0,75	60
PS-E 04,02-S3	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 10,01-S1	1,50	M_{0-C+M}(Residual)	57	1	1,55	0,75	60
PS-E 10,01-S1	3,00	M_{0-C+M}(Residual)	60R	1	1,26	0,85	60
PS-E 10,01-S2	1,50	M_{0-C+M}(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 10,01-S2	3,00	M_{0-C+M}(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 10,01-S3	1,50	M_{0-C+M}(Residual)	52	1	1,55	0,75	60
PS-E 10,01-S3	3,00	M_{0-C+M}(Residual)	59	1	1,26	0,85	60
PS-E 12,01-S1	1,50	GN(Residual)	14	1	1,55	0,75	16
PS-E 12,01-S1	3,00	GN(Residual)	56	1	1,26	0,85	60
PS-E 12,01-S2	1,50	GN(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 12,01-S2	3,00	GN(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 12,01-S3	1,50	GN(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 12,02-S1	1,50	GN(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 12,02-S2	1,50	GN(Residual)	32	1	1,55	0,75	37
PS-E 12,02-S3	1,50	GN(Residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 12,02-S3	3,00	GN(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 12,02-S3	4,50	GN(Residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 19,01-S1	1,50	GN(Residual)	52	1	1,55	0,75	60
PS-E 19,01-S1	3,00	GN(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 19,01-S1	4,50	GN(Residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 19,01-S1	6,00	GN(Residual)	60	1	0,92	0,95	60
PS-E 19,01-S2	1,50	GN(Residual)	55	1	1,55	0,75	60
PS-E 19,01-S2	3,00	GN(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 19,01-S2	4,50	GN(Residual)	60R	1	1,07	0,95	60
PS-E 19,01-S3	1,50	GN(Residual)	53	1	1,55	0,75	60
PS-E 19,01-S3	3,00	GN(Residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 19,01-S3	4,50	GN(Residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 22,01-S1	1,50	QD/T(residual)	39	1	1,55	0,75	45
PS-E 22,01-S1	3,00	QD/T(residual)	56	1	1,26	0,85	60
PS-E 22,01-S2	1,50	QD/T(residual)	30	1	1,55	0,75	35
PS-E 22,01-S2	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 22,01-S2	4,50	QD/T(residual)	60	1	1,07	0,95	60
PS-E 22,01-S3	1,50	QD/T(residual)	53	1	1,55	0,75	60
PS-E 22,01-S3	3,00	QD/T(residual)	52	1	1,26	0,85	60
PS-E 22,01-S3	4,50	QD/T(residual)	57	1	1,07	0,95	60
PS-E 22,01-S3	6,00	QD/T(residual)	60	1	0,92	0,95	60
PS-E 23,01-S1	1,50	QD/T(residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 23,01-S1	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 23,01-S2	1,50	QD/T(residual)	60	1	1,55	0,75	60
PS-E 23,01-S2	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
PS-E 23,01-S3	1,50	QD/T(residual)	48	1	1,55	0,75	60
PS-E 23,01-S3	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
SE 5,17	1,50	M_{0-C+M}(residual)	47	1	1,55	0,75	60
SE 6,49	1,50	M_{0-C+M}(residual)	60	1	1,55	0,75	60
VI-E 02,01-S4	4,50	QD/T(residual)	29	1	1,07	0,95	29
VI-E 02,01-S5	1,50	QD/T(residual)	26	1	1,55	0,75	30
VI-E 02,01-S5	3,00	QD/T(residual)	40	1	1,26	0,85	43
VI-E 02,01-S5	4,50	QD/T(residual)	36	1	1,07	0,95	36
VI-E 02,01-S6	1,50	QD/T(residual)	37	1	1,55	0,75	43
VI-E 02,01-S6	3,00	QD/T(residual)	33	1	1,26	0,85	35
VI-E 02,01-S6	4,50	QD/T(residual)	38	1	1,07	0,95	39
VI-E 02,01-S6	6,00	QD/T(residual)	43	1	0,92	0,95	38
VI-E 02,01-S6	7,50	QD/T(residual)	58	1	0,81	0,95	45
VI-E 02,01-S7	1,50	QD/T(residual)	26	1	1,55	0,75	30
VI-E 02,01-S7	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
VI-E 02,01-S7	4,50	QD/T(residual)	60	1	1,07	0,95	60
VI-E 02,01-S8	1,50	QD/T(residual)	28	1	1,55	0,75	33
VI-E 02,01-S8	3,00	QD/T(residual)	60	1	1,26	0,85	60
VI-E 02,01-S8	4,50	QD/T(residual)	60	1	1,07	0,95	60

Máximo	7,500		60				60
Mínimo	1,500		13				5
Média	2,788		52				54
Nº Dados	77		75				77
Desvio	1,372		12,111				12,496

Quadro 3-24. N_{SPT} - Unidade Solos Residuais

Agruparam-se o número de pancadas em dois intervalos de profundidade de 0 a 5m e de 5 a 10m obtendo-se os seguintes resultados.

Profundidade (m)	SPT	SPT corrigido
0-5	53	54
5-10	56	53

Quadro 3-25. N_{SPT} – Valores médios do ensaio SPT por profundidades.

Nos ensaios SPT realizados neste nível, obtiveram-se “negas” na maior parte dos casos. A sua compacidade geral é muito alta, segundo o seguinte quadro.

N_{SPT}	Compacidade	Densidade Relativa (%)
0 - 4	muito solta	15
4 - 10	solta	15 - 35
10 - 30	medianamente compacta	35 - 65
30 - 50	compacta	65 - 85
> 50	muito compacta	85 - 100

*** GIBBS e HOLTZ (1957)**

Quadro 3-26. Correlação para solos não coesivos entre Compacidade, Densidade Relativa e Número de pancadas STP (HUNT, 1984. Cortesia de McGraw-Hill).

Para atribuir o ângulo de atrito a estes materiais foi utilizado o **quadro 3-27** que para um solo residual de natureza arenosa, siltosa, compacto a muito compacto, considera-se um ângulo de atrito interno entre 32 e 35.

Dado que as amostras se classificam como areias siltosas, e dado que apresentam comportamento plástico seis das amostras ensaiadas, optou-se por designar um valor de coesão de 10kPa a este grupo geotécnico. Trata-se de um valor baixo, cujo o único objectivo é não desvalorizar o comportamento dos materiais mais finos.

MATERIAL	COMPACIDADE	Dr (%)	N (1)	DENSIDADE SECA (2) γ_d (KN/m^3)	ÍNDICE DE POROS	ÂNGULO DE ATRITO
GW: Cascalho bem graduado, misturas de cascalho e areia	Compacta	75	90	22,1	0,22	40
	Medianamente compacta	50	55	20,8	0,28	36
	Solta	25	<28	19,7	0,36	32
GP: Cascalho mal graduado, misturas de cascalho e areia	Compacta	75	70	20,4	0,33	38
	Medianamente compacta	50	50	19,2	0,39	35
	Solta	25	<20	18,3	0,47	32
SW: Areia bem graduada, areia com cascalho	Compacta	75	65	18,9	0,43	37
	Medianamente compacta	50	35	17,9	0,49	34
	Solta	25	<15	17,0	0,57	30
SP: Areia mal graduada, areia com cascalho	Compacta	75	50	17,6	0,52	36
	Medianamente compacta	50	30	16,7	0,60	33
	Solta	25	<10	15,9	0,65	29
SM: Areia siltosa	Compacta	75	45	16,5	0,62	35
	Medianamente compacta	50	25	15,5	0,74	32
	Solta	25	<8	14,9	0,80	29
ML: Silte orgânico, areia fina	Compacta	75	35	14,9	0,80	33
	Medianamente compacta	50	20	14,1	0,90	31
	Solta	25	<4	13,5	1,00	27

(1) N é o número de pancadas por 30 cm de penetração SPT. O Quadro 3.-24 correlaciona Dr e N.
(2) Os valores correspondem a uma $\gamma_{sólidos}$= 2,65 T/m^3 (partículas de quartzo).

Quadro 3-27. Propriedades comuns para solos não coesivos (HUNT, 1984. Cortesia de McGraw-Hill).

Para o módulo de deformabilidade destes materiais foi utilizado o **quadro 3-19**, incluído em “ACERCA DO PROJECTO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS DE BETÃO ARMADO”, de Guy de Castro; Memoria nº 488 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil; Ministério das Obras Públicas (1981).

Compactação e CBR

Estão disponíveis 6 ensaios CBR sobre amostras extraídas dos poços de prospecção, o valor máximo obtido é de 19 e o mínimo de 7, apresentando um valor médio de 13.

Segundo o Manual de Concepção de Pavimentos Rodoviários, as amostras SM podem classificar-se como S3, donde se estabelece um CBR ≥10 e <20.

No **quadro 3-28** indicam-se as características que devem apresentar os materiais para a utilização nas camadas do aterro segundo o CE das EP, 1998 (Volume III: 01-Terraplenagem, Capítulo 14). Abaixo apresentam-se as características para as camadas de Leito de Pavimento e Parte Superior do Aterro (PSA), segundo o mesmo CE (1998).

.Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				PIA	CORPO	PSA
S0	<3	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade (1)	N	N	N
		OH	argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltes orgânicos (2)	N	P	N
		CH	argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas (3)	N	P	N
		MH	siltes inorgânicos; areias finas micáceas; siltes micáceos (4)	N	P	N
S1	≥3 a <5	OL	idem(1)	N	S	N
		OH	idem(2)	N	S	N
		CH	idem(3)	N	S	N
		MH	idem(4)	N	S	N
S2	≥5 a <10	CH	idem(3)	N	S	N
		MH	idem(4)	N	S	N
		CL	argilas inorgânicas de plasticidade baixa a media. Argilas com seixo, argilas arenosas. Argilas siltosas e argilas magras.	S	S	P
		ML	siltes inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltes argilosos de baixa plasticidade	S	S	P
		SC	areia argilosa; areia argilosa com cascalho(5)	S	S	P
S3	≥10 a <20	SC	idem(5)	S	S	S
		SM-d	areia siltosa	S	S	S
		SM-u	areia siltosa	P	S	N
		SP	areias mal graduadas; areias mal graduadas como cascalho	S	S	S
S4	≥20 a <40	SW	areias bem graduadas; areias bem graduadas como cascalho	S	S	S
		GC	cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia	S	S	S
		GM-u	cascalho siltoso; cascalho mal graduado com areia (6)	P	S	P
		GP	cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia(7)	S	S	S
S5	≥40	GM-d	idem(6)	S	S	S
		GP	idem(7)	S	S	S
		GW	cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia	S	S	S

	SOLOS A APLICAR NO LEITO DE PAVIMENTO	SOLOS A APLICAR NA PARTE SUPERIOR DO ATERRO
Classificação para Fins Rodoviários	A-1-a / A-1-b / A-2-4	Devem utilizar-se os solos com melhores características geotécnicas. De prêferencia, aqueles materiais devem satisfazer simultaneamente as classes S2, S3, S4,e S5 do quadro anterior e aos grupos A-1, A-2 e A-3 da Clasificação Rodoviária
Dimensão máxima das partículas	≤ 75mm	
Percentagem passada no peneiro #200 (0,074mm)	≤ 20%	
Limite de Liquidez	≤ 25%	
Índice de Plasticidade	≤ 6%	
Equivalente de areia	≥ 30%	
Azul de metileno	≤ 2%	
Índice CBR (a 95% da compactação relativa e teor óptimo em água)	≥ 10%	
Expansibilidade no CBR	≤ 1,5%	
Percentagem de matéria orgânica	0%	

Quadro 3-28. Caracterização de solos (CE das EP-1998. Volume III: 01-Terraplenagem- Capítulo 14). Solos a aplicar no Leito do Pavimento e PSA

Segundo quadro 3-25, as amostras SM podem classificar-se como S3, onde se estabelece um CBR ≥10 e <20. Será possível a sua reutilização na Parte Superior do Aterro (PSA).

A reutilização de este tipo de materiais na camada do Leito de Pavimento está condicionada pelo limite de liquidez e pelo CBR, já que em alguns casos os valores obtidos se encontram acima de 25% para o limite de liquidez e abaixo de 15% para o CBR.

Parâmetros geotécnicos adoptados

Ângulo de atrito (φ): 32-35º

Coesão (c): 10 kPa

Densidade aparente (γ): 19 kN/m^3

Módulo de elasticidade (E): 80-150 MPa

Resumo das características geotécnicas

Litologia: solos de alteração dos materiais rochosos

Escavabilidade: escavável por meios mecânicos.

Capacidade portante: média

Classificação:

AASHTO: A-1-b (0), A-2-4 (0) e A-2-6 (0)

UNIFICADA: SM

GTR (LCPC/SETRA): B_1/B_2, B_3/B_4 e B_5

CE (EP 1998):S3

Reutilização: PIA, corpo do aterro e PSA.

3.5.1.3. Xistos de Moura (M_{O-C+M} e M_{O-MX})

Esta formação metamórfica pertencente ao Ordovícico e ao Silúrico é constituída por uma grande variedade litológica, que poderá ser agrupada nas seguintes unidades litológicas: Micaxistos, Anfibolitos, Xistos Bandados (Metapsamitos). Não se registou a presença de Anfibolitos nas prospecções realizadas ao longo do lanço.

Nesta unidade geotécnica, Xistos, foram englobadas as unidades litológicas M_{O-C+M} (Xistos Quartzo-Feldespáticos) e M_{O-MX} (Micaxistos), devido à falta de prospecções na unidade de micaxistos. Esta falta de prospecções corresponde à falta de autorizações por parte dos proprietários dos terrenos, pelo que seria conveniente completar em fase de obra os parâmetros obtidos neste capitulo para os micaxistos.

3.5.1.4. Rocha sã a mediamente alterada (M_{O-C+M} e M_{O-MX} W2-W3)

Esta unidade está constituída por xistos apresentando-se com um grau de alteração (W2-W3). Estes materiais apenas podem ser escavados com recurso a explosivos

Esta unidade não aparece superficialmente em nenhum ponto do traçado, encontrando-se coberta por uma camada de rocha com maior grau de alteração.

Não foi detectado o seu limite em profundidade em qualquer reconhecimento. Em algumas sondagens foram perfurados mais de 9 m deste material.

Para estabelecer o contacto entre a rocha com grau de alteração W5-4 e grau de alteração W3-2, foi considerado o valor de 2000-2600 m/s de velocidade de propagação das ondas sísmicas. A mesma coincide com o limite de ripabilidade, ou seja, por abaixo deste horizonte só será possível remover este material recorrendo a explosivos.

Propriedades físicas

Não se dispõem de ensaios de laboratório que permitam conhecer o peso específico destes materiais, pelo qual se utilizou **quadro.3-29**

ROCHA	PESO ESPECÍFICO (kN/m^3)	POROSIDADE (%)
Andesito	22-23.5	10-15
Anfibolito	29-30	-
Arenito	23-26	5-25 (16.0)
Basalto	27-29	0.1-2
Calcário	23-26	5-20 (11,0)
Carvão	10-20	10
Quartzito	26-27	0.1-0.5
Cré	17-23	30
Diabase	29	0.1
Diorito	27-28.5	-
Dolomite	25-26	0.5-10
Xisto	25-28	3
Gabro	30-31	0.1-0.2
Gnaisse	27-30	0.5-1.5
Granito	26-27	0.5-1.5 (0.9)
Grauvaque	28	3
Mármore	26-28	0.3-2 (0.6)
Pelito	22-26	2-15
Ardósia	25-27	0.1-1
Risito	24-26	4-6
Sal	21-22	5
Tufo	19-23	14-40
Gesso	23	5

Quadro 3-29. Valores típicos do peso específico e porosidade das rochas.

Dados seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn(1986), Walthan (1999), Farmer (1968)

Tendo em conta as densidades recomendadas, adopta-se um valor de 26 kN/m^3.

Propriedades de resistência

Os provetes rochosos, extraídos das sondagens, foram submetidos a ensaios de carga pontual, slake durability test e de compressão uniaxial. Os resultados destes ensaios encontram-se resumidos no seguinte quadro:

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						RESISTÊNCIA		ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO				CLASSIFICAÇÃO	
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fin (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	COMPRESSÃO UNIAXIAL		Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	D.L.A.	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
						σ_c (MPa)	E (Gpa)						
PS-E-05,01-S2	5+615	6	7,2	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)						98,9	R62	B (b)
PS-E-05,01-S2	5+615	6,5	7,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)				1			R62	B (b)
PS-E-05,01-S2	5+615	7,5	9	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)					23		R62	B (b)
PS-E-05,01-S2	5+615	7,9	9,3	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)			1				R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	3	6	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)						98,76	R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	3	4,,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)				1			R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	4	5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)					28		R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	6	7,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)			1				R62	B (b)
SE-5,17	5+170	7	9,5	MO-C+M	Micaxisto de gão fino muito fracturado(W3)						98,86	R62	B (b)
SE-5,17	5+170	9	10,5	MO-C+M	Micaxisto de gão fino muito fracturado(W3-W2)			2				R62	B (b)
SE-5,17	5+170	11,8	12,9	MO-C+M	Micaxisto de gão fino muito fracturado(W3)				1			R62	B (b)
SE-5,17	5+170	12	13,8	MO-C+M	Micaxisto de gão fino muito fracturado(W3)					31		R62	B (b)

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						RESISTÊNCIA		ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO				CLASSIFICAÇÃO	
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fin (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	COMPRESSÃO UNIAXIAL		Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	D.L.A.	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
						σ_c (MPa)	E (Gpa)						
SE-6,49	6+465	6	7,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)							R61	B (a)
SE-6,49	6+465	8	8,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)						96,19	R61	B (a)
SE-6,49	6+465	9	10,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)			10				R61	B (a)
SE-6,49	6+465	10,5	11,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)					49		R61	B (a)
VI- E 08.01-S1	7+975	6,9	7,3	MO-C+M	Gnaisses de grão fino (W2)	27,3	18,3					R62	B (b)
VI- E 08.01-S3	8+040	7,5	8,4	MO-C+M	Corneanas quartzo-feldespáticas de grão fino (W2)	37,3	39,9					R62	B (b)

Máximo	37,300	39,900	10,000	1,000	49,000	98,900
Mínimo	27,300	18,300	1,000	1,000	23,000	96,190
Media	32,300	29,100	3,500	1,000	32,750	98,178
Nº Dados	2	2	4	4	4	4
Desvio	7,071	15,274	4,359	0,000	11,325	1,326

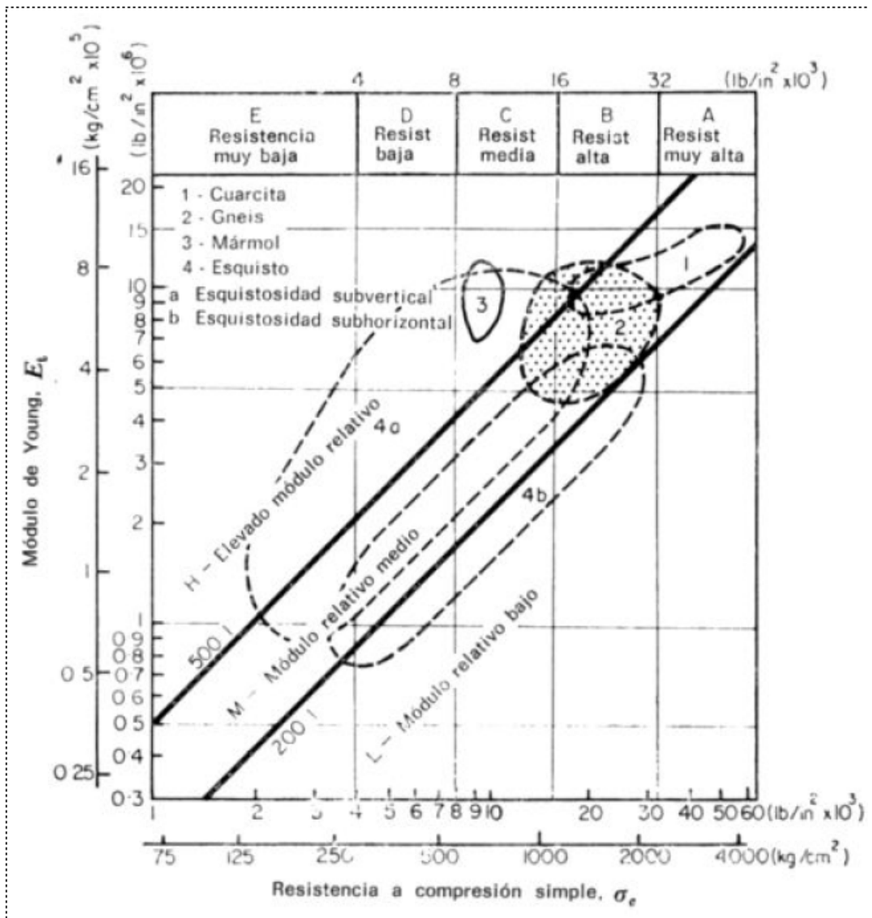
Quadro 3-30. Rocha sã a medianamente alterada ($M_{O\text{-}C+M}$ e $M_{O\text{-}MX}$ W2-W3): Ensaios sobre provetes rochosos extraídos das sondagens.

A partir dos ensaios de resistência à compressão simples foram obtidos valores com algum intervalo, variando entre 27 e 37 MPa, com um valor médio de 32 MPa. Para o módulo de elasticidade, observa-se um valor mínimo e máximo de 18 e 39 GPa respectivamente.

Comparando com valores bibliográficos, considera-se que o valor do modulo de Young determinado a partir dos ensayos é elevado. Este valor situa-se na zona superior da nuvem de concentração dos valores para xistos com xistosidade subvertical (“4a” como se apresenta na **Figura 3-6).** Por este motivo estimou-se, do lado da segurança, um valor para o módulo da rocha intacta (Ei) em função da

resistência à compressão simples. Os dados de campo indicam uma que a xistosidade ligeiramente maior de 45º. Por este motivo admitiu-se um valor de módulo relativo (MR = 325) correspondente a uma zona comum entre a xistosidade vertical (4a) e horizontal (4b), tal como se apresenta na **Figura 3-6.**

$$E_i = MR \times \sigma_i = 325 \times 32 = 10{,}4 \text{ GPa}$$



*TOMADA DE "MECÂNICA DE ROCAS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA" Stagg –Zienkiewicz

Figura. 3-6.- Classificação de rochas inalteradas da família do Xistos.

Foram realizados ensaios de durabilidade tipo Slake Durability Test, que medem a velocidade de decomposição de um material rochoso, baixo diversas condições de humidade.

Group Name	% Retained after One 10-min Cycle (Dry Weight Basis)	% Retained after Two 10-min Cycles (Dry Weight Basis)
Very high durability	>99	>98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	<60	<30

Quadro 3-31. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)

Apenas se realizaram quatro ensaios do Slake Durability Test, no qual se obteve um valor médio de 98,17 %. Segundo os intervalos e classificações do quadro 3-31, este maciço rochoso possui uma durabilidade alta.

Classificações geomecânicas

Uma vez determinadas as propriedades ao nível da rocha intacta, é preciso estimar as suas propriedades a nível de maciço rochoso.

A caracterização do maciço rochoso realiza-se quantificando inicialmente o índice RMR de acordo com a classificação anexa de Bieniawski (1989).

A aplicação da classificação de Bieniawski no essencial consiste em atribuir a cada tipo de terreno um índice de qualidade, denominado RMR que depende de:

- Resistência à compressão simples da rocha matriz.
- Condições das diaclases.
- Efeito da água.

Para ter em conta a incidência destes factores, definem-se uma série de parâmetros, atribuindo-lhes determinadas valorações, cuja soma em cada caso nos dá o índice RMR que varia entre 0 e 100.

No quadro 3-29 apresentam-se os critérios de quantificação para aplicar esta classificação de acordo com a versão de Bieniawski apresentada em 1989 (**quadro 3.32.**).

Em função do RMR obtido os maciços rochosos classificam-se numa das cinco categorias seguintes:

- Rocha Muito Boa (RMR entre 81 e 100).
- Rocha Boa (RMR entre 61 e 80).
- Rocha Média (RMR entre 41 e 60).
- Rocha Má (RMR entre 21 e 40).
- Rocha Muito Má (RMR menor que 20).

I.- PARÂMETROS DE QUALIFICAÇÃO

RMR (1) RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA ROCHA INTACTA																	
VALOR (MPa)		>250		100-250		50-100			25-50	5-25		1-5			<1		
QUANTIFICAÇÃO		15		12		7			4	2		1			0		
RMR (2+3) RQD E SEPARAÇÃO ENTRE DIACLASES																	
FRACTURAS POR METRO	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
VALORAÇÃO	40	34	31	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	
FRACTURAS POR METRO		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
QUANTIFICAÇÃO		17	16	15	14	14	13	13	12	12	11	11	10	10	9	9	
FRACTURAS POR METRO		31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	
QUANTIFICAÇÃO		9	8	8	7	7	7	6	6	6	5	5	5	4	4	4	
RMR(4)	**ESTADO DAS DIACLASES**																
CONTINUIDADE	<1 m		1-3m			3-10m			10-20m			20m					
	6		4			2			1			0					
ABERTURA	0		<0,1 mm			0,1-1 mm			1-5 mm			> 5 mm					
	6		5			4			1			0					
RUGOSIDADE	Muito rugosa		Rugosa			Ligeira. rugosa			Quase Lisa			Espelho de falha					
	6		5			3			1			0					
PREENCHIMENTO	NÃO HÁ		DURO COM ESPESSURA <5mm			DURO COM ESPESSURA >5mm			BRANDO COM ESPESSURA <5mm			BRANDO COM ESPESSURA >5mm					
	6		4			2			2			0					
GRAU DE METEORIZAÇÃO	NÃO AFECTADO		LIGEIRO			MODERADO			ALTO			DECOMPOSTO					
	6		5			3			1			0					
RMR (5)	**EFEITO DA ÁGUA**																
ESTADO	SECO		LIG. HÚMIDO			HÚMIDO			GOTEJANDO			FLUINDO					
VALORAÇÃO	15		10			7			4			0					

II.-CORRELAÇÃO CONSIDERADA DA INFLUÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES

	MUITO FAVORÁVEL	FAVORÁVEL	MÉDIA	DESFAVORÁVEL	MUITO DESFAVORÁVEL
FUNDAÇÕES	0	-2	-7	-15	-25
TALUDES	0	-5	-25	-50	

Quadro 3-32- Classificação de Bieniawski (1989).

Historicamente, para caracterizar geomecanicamente os maciços rochosos, utilizava-se o critério de rotura para maciços rochosos de Hoek e Brown (1980) segundo a seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^{1/2}$$

e onde:

σ_1 = esforço principal maior na rotura
σ_3 = esforço principal menor na rotura
σ_c = resistência à compressão simples da rocha intacta
"m" e "s" = constantes que dependem das propriedades da rocha

Com o valor RMR é possível minorar as propriedades obtidas para a rocha intacta, empregando o critério de rotura de Hoek-Brown expresso na equação, onde m e s são dois parâmetros função da litologia da rocha (m_i) e do estado do maciço rochoso caracterizado pelo valor de RMR citado. Esta dependência vem expressa para um maciço rochoso descomprimido, caso dos taludes, pelas expressões de Brown e Hoek (1988), quando a rocha foi correctamente escavada através de explosões controladas (sem ser perturbada) e quando foi perturbada devido ao método de escavação utilizado.

$$m = m_i \exp\left[\frac{RMR - 100}{14 x I_m}\right]$$

Onde:

I_m = 1,00 (rocha perturbada)
I_m = 2,00 (rocha não perturbada)
m_i = valor de m para rocha intacta

$$s = \exp\left[\frac{RMR - 100}{6 x I_s}\right]$$

I_s = 1,00 (rocha perturbada)
I_s = 1,50 (rocha não perturbada)

Recentemente, Hoek, Kaiser e Bawden (1995) propuseram determinar "m" e "s" em função de um novo índice de qualidade da rocha conhecido como Índice de Resistência Geológica GSI ("Geological Strengh Index"), por considerar que se obtém valores mais reais.

Ao tomar em conta este novo índice tem-se (para GSI > 25):

$$m = m_i \bullet \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right]$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9}\right]$$

Para GSI < 25:

s = 0 e "m" pode obter-se da expressão anterior

De acordo com Hoek, Kaiser e Bawden o Índice de Resistência Geológica, GSI, é igual ao índice RMR do ano 1976 para valores de RMR_{76} > 18.

Por outro lado, o índice GSI é igual ao índice RMR do ano 1989 menos 5 (RMR_{89} – 5), quando a qualidade do maciço rochoso RMR_{89} é superior a 23.

Com excepção de maciços de muito má qualidade (RMR<25), o valor do GSI poderá ser determinado com base no valor do RMR (1989), sendo considerado sempre um valor de 15 para a presença de água e de 0 para o factor de correcção de orientação de fracturas (Hoek, Kaiser et Bawden, 1995).

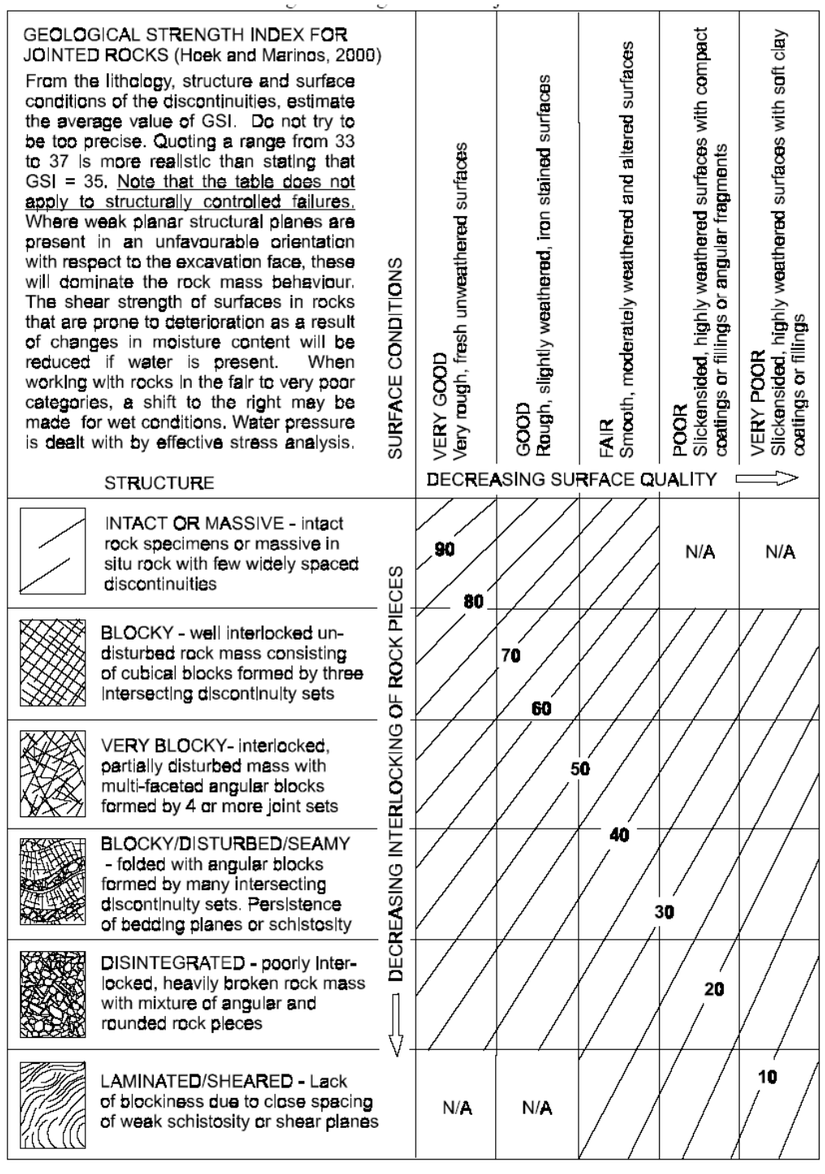


Figura 3-7- Índice de Resistência Geológica – GSI

Uma vez obtidos m e s podem-se estimar os valores da coesão e de atrito do maciço rochoso, uma vez que existe uma relação para um determinado nível de pressão de confinamento. A curva de resistência intrínseca correspondente aos últimos estados de tensão definidos pelo critério de HOEK e BROWN, pode substituir-se por uma recta definida pelo ângulo de atrito e a coesão, determinada pelas seguintes expressões:

$$\left.\begin{aligned} C &= (ctg\varphi - \cos\varphi).\frac{m\sigma_c}{8} - \sigma tg\varphi \\ \varphi &= artg\left[4h\cos^2\left(30+\frac{1}{3}arcsen\left(h^{-3/2}\right)\right)-1\right]^{-1/2} \end{aligned}\right\}$$

onde

$$h = 1+\frac{16\left(m\sigma + s\sigma_c\right)}{3m^2\sigma_c}$$

Com isto ficam definidos os valores de coesão e de atrito para um conjunto específico de pressões sobre o terreno.

Além deste ajuste que acompanha a tangente da curva de rotura para um dado σ_3, é possível efectuar o ajuste para um determinado intervalo de pressão de confinamento, σ_3 através duma recta de Mohr-Coulomb secante à curva de rotura de Hoek-Brown, de forma a cumprir:

$$\lambda_m = 1 - \frac{\sigma_c.\sqrt{s}}{\sigma_3} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_3}m + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3}\right)^2.s}$$

$$\phi_m = 2arctg\sqrt{\lambda_m} - 90$$

$$C_m = \frac{\sqrt{s}.\sigma_c(1-sen\phi_m)}{2\cos\phi_m}$$

onde o sub-índice m indica o maciço rochoso. A resistência à compressão simples do maciço rochoso, $\sigma^{m}_{.c}$ é dada pela fórmula:

$$\sigma^{m}{}_{c} = \sqrt{s}\,\sigma_{c}$$

Para a obtenção do módulo de deformação, era costume, utilizarem-se as seguintes correlações:

- Bieniawski (1978) propõe a correlação:

$$E_m = 2 \cdot RMR - 100 \text{ (GPa)}$$

Esta fórmula é adequada para RMR > 65, com uma vasta dispersão para 55 < RMR < 65, e não é aconselhável para RMR < 55.

- A correlação de Bieniawski foi modificada por Serafim e Pereira (1983):

$$E_m = 10^{\left[\frac{(RMR-10)}{40}\right]} \text{(GPa)}$$

Esta fórmula foi amplamente aceite e funciona melhor com RMR > 34. Só existem três dados, no seu estudo, com um RMR menor que 34 (de valores 22, 30 e 33), e a correlação não são adequadas para nenhum deles.

- Hoek (1995) propõem uma alteração da fórmula de Serafim & Pereira que tem em conta a influência da resistência à compressão simples σ_c (MPa):

$$E^{M}(GPa) = \sqrt{\frac{\sigma_c^{i}(MPa)}{100}}\, 10^{\left[\frac{(GSI-10)}{40}\right]} \text{ (GPa)}$$

Esta fórmula foi proposta para todo o intervalo de valores de RMR. A fórmula original de Serafim & Pereira corresponde a rochas com uma resistência à compressão simples de 100 MPa, valor pouco habitual nos maciços rochosos estudados por Serafim & Pereira, com RMR < 50. A modificação de Hoek & Brown é útil para valores elevados de RMR e permite ter em consideração o efeito da água em provetas secas e saturadas. Não há dados que justifiquem o uso desta alteração em maciços de dureza média a baixa.

Hoek, Carranza, Torres e Corkum (2002) modificaram as fórmulas anteriores introduzindo um factor “D” de ajuste, que é função do dano sofrido pela rocha de acordo com o tipo de escavação realizada e do alívio das tensões tanto em taludes como em túneis.

$$\text{Em (Gpa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}} \qquad (\sigma_{ci} \leq 100)$$

$$\text{Em (Gpa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \times 10^{\frac{GSI-10}{40}} \qquad (\sigma_{ci} > 100)$$

Para o cálculo dos valores resistentes e deformacionais, de acordo com o critério de Hoek modificado (2002) e Diederichs (2006), utilizou-se o programa ROBLAB desenvolvido pela Rocscience Inc. versão 1.031.

Este modelo baseia-se nas seguintes expressões:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

e os valores de resistência e deformacionais obtêm-se a partir das expressões:

- Módulo de deformação:

$$E_{rm} = E_i\left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$$

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

- Ângulo de atrito:

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b\left(s + m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b\left(s + m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}\right]$$

- Coesão:

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}\right]\left(s + m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \left(6am_b\left(s + m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}\right)/(1+a)(2+a)}}$$

- Resistência à compressão:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{\left(m_b + 4s - a(m_b - 8s)\right)\left(m_b/4 + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

A metodologia exposta para calcular os parâmetros do maciço rochoso, mediante o programa RocLab, será apresentada de seguida para as diferentes formações que aparecem no lanço.

Para a caracterização do maciço que sofre interferência das obras projectadas dispõe-se dos dados obtidos nas estações geomecânicas. No quadro 3-30 pode-se observar a qualidade e as características do maciço rochoso observado nas estações geomecânicas.

No gráfico seguinte apresentam-se os intervalos mais comuns do índice GSI (Hoek e Marinos, 2000) para os xistos típicos.

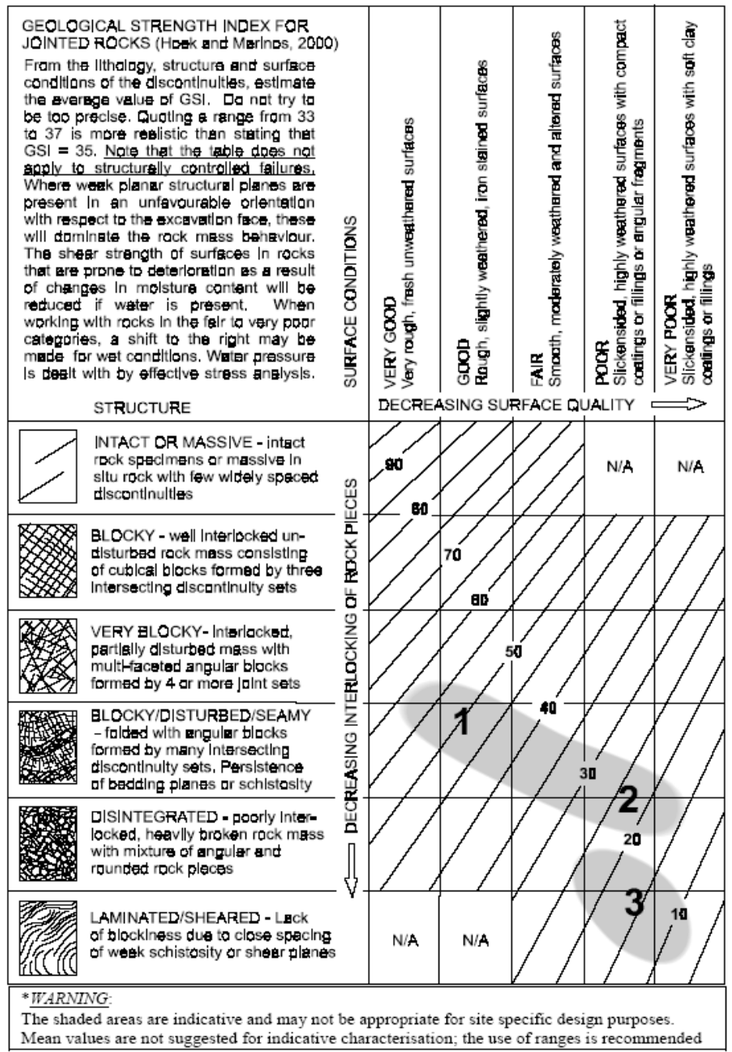


Figura 3-8- Intervalos mais comuns do GSI para xistos típicos

			GME03		GME10		GME11		GME12		GME13		GME14		GME15		GME17	
			LITOLOGÍA Mo-mx		LITOLOGÍA Mo-c+m		LITOLOGÍA Mo-c+m		LITOLOGÍA Mo-c+m		LITOLOGÍA Mo-c+m		LITOLOGÍA Mo-c+m		LITOLOGÍA Mo-c+m		LITOLOGÍA Mo-c+m	
			VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO
RMR 1	Resistência à compressão		100-250	12	25-50	4	50-100	7	100-250	12	100-250	12	100-250	12	50-100	7	50-100	7
RMR 2+3	Descontinuidades por metro		4	28	17	16	16	17	9	23	12	20	9	23	17	16	18	15
RMR 4	Estado das descontinuidades	Continuidade	1 - 3 m	4	1-3 m	4	< 1 m	6	< 1 m	6	< 1 m	6	< 1 m	6	1-3 m	4	< 1 m	6
		Abertura	< 0,1mm	5	<0,1 mm	5	1-5 mm	1	<0,1 mm	5	1-5 mm	1	<0,1 mm	5	<0,1 mm	5	1-5 mm	1
		Rugosidade	Quase liso	1	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Quase liso	1	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3
		Preenchimento	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2
		Meteorização	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Ligeiro	5	Ligeiro	5	Ligeiro	5	Moderado	3	Ligeiro	5
RMR 5	Presença de água		seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15
RMR			**74**		**52**		**54**		**73**		**64**		**75**		**59**		**54**	
CLASSE DO MACIÇO			**II**		**III**		**III**		**II**		**III**		**II**		**III**		**III**	
QUALIDADE DO MACIÇO			**Boa**		**Média**		**Média**		**Boa**		**Média**		**Boa**		**Média**		**Média**	

RMR_B	M_{O-C+M}
75	Máximo
53	Mínimo
63	Media

Quadro 3-33. RMR e classificação do maciço rochoso

Estimativa de parâmetros resistentes do maciço rochoso

A partir dos dados expostos, foram estimados os parâmetros deste maciço rochoso, reflectidos no seguinte quadro:

	RMR médio	σ_{ci} Mpa	GSI	m_i	D
Rocha sã a mediamente alterada (W2-W3)	63	32	55	10	0.7

Quadro 3-34. Rocha sã a mediamente alterada (W2-W3): parâmetros do maciço rochoso

Sendo:

- **σ_{ci}**: resistência à compressão simples
- **GSI**: índice geológico de resistência (avalia a qualidade do maciço em função do grau e características da fracturação, estrutura geológica, tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades).
- **m_i**: constante que depende das propriedades da matriz rochosa.
- **D:** parâmetro de perturbação, que depende do tipo de escavação e varia entre 0 (perturbação nula) e 1 (máxima perturbação). D=0,70 indica escavação com meios mecânicos ou a procedente de uma grande explosão.

A partir do valor de RMR medio da formação (63) ontém-se um valor de GSI de 58. Este valor aproxima-se ao limite superior dos valores propostos por Hoek e Marinos (2000) para valores habituais em xistos (Figura 3.-13). Por este motivo e de forma conservadora adoptou-se um valor de GSI de 55

Para estimar os parâmetros resistentes do maciço rochoso, que intervêm no cálculo de estabilidade, será aplicado o critério de Mohr-Coulomb, cuja principal vantagem é a simplicidade na modelização de maciços rochosos resistentes. Este critério utiliza a seguinte e conhecida expressão:

$$\tau = c + \sigma \cdot tg\varphi$$

Neste cálculo são adoptados valores representativos da coesão e ângulo de atrito. Estes valores obtêm-se a partir dos parâmetros definidos no quadro 3-34, aplicando o critério de Hoek e Brown.

Foi utilizada a aplicação RocLab, versão 1.031, da Rocsience, que ajusta a partir dos parâmetros introduzidos, os valores dos parâmetros c e φ. Para o efeito, foi considerado um nível tensional equivalente (σ'_3) a uma escavação de 13 m de altura, que representa as alturas características do traçado .

$$\sigma_1' = \frac{2c'\cos\phi'}{1-\sin\phi'} + \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'}\sigma'_3$$

	c' MPa	φ º	E MPa
Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3)	0,2	50	1500

Quadro 3-35. Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3): ajuste de Hoek e Brown

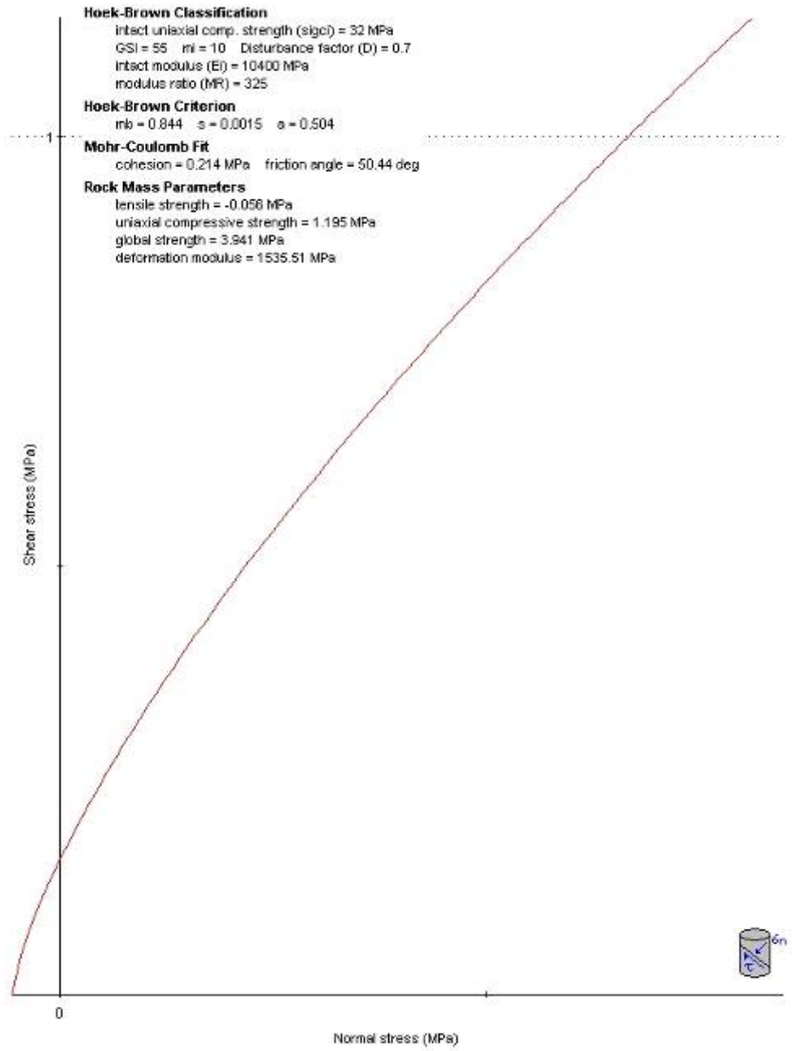


Figura. 3-9. Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3): resultados Roclab

Estimativa de parâmetros resistentes das descontinuidades

Para estimar os parâmetros resistentes das descontinuidades, que intervêm no cálculo de estabilidade planar ou por cunha, é utilizada a expressão de Barton:

$$\tau = \sigma_n^{'} \cdot tg\left[JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n^{'}}\right) + \phi_b\right]$$

Sendo:

- τ = resistência ao corte da descontinuidade.
- σ_N = tensão média no plano de descontinuidade.
- ϕ_b = ângulo de atrito básico das descontinuidades.
- JRC = coeficiente de rugosidade de Barton, deduzido dos pontos de toma de dados.
- JCS = resistência à compressão uniaxial das paredes das descontinuidades.

Representando graficamente a expressão anterior, obtém-se a curva de resistência ao corte em função da tensão inicial. Assim sendo, considerando um intervalo dado de tensões nas que a parábola se aproxima a uma recta, obtém-se o ângulo de atrito e a coesão efectiva da superfície das descontinuidades.

Os parâmetros atribuídos são os seguintes:

- *Ângulo de atrito básico (ϕ_b)*

Não se dispõe de ensaios triaxiais sobre provetes de rocha, pelo qual será adoptado um valor usual para este tipo de rocha. Estima-se um valor de 25º.

ROCHA	COESÃO (MPA)	ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO ϕ_B (º)
Andesito	28	45
Arenito	8-35	30-50
Basalto	20-60	48-55
Calcário	5-40	35-50
	1-6	30
Quartzito	25-70	40-55
Diabase	90-120	40-50
Diorito	15	50-55
Dolomite	22-60	25-35*
Xisto	25 2-15	25-30* 20-30*
Gabro	30	35
Gnaisse	15-40	30-40
Granito	15-50	45-58
Grauvaque	6-10	45-50
Mármore	15-35	35-45
Pelito	3-35	40-60 15-25*
Ardósia	10-50	40-55
Tufo	<10*	15-30*
Gesso	0.7	-

Quadro 3-36. Valores de c e ϕ para rocha intacta segundo diversos autores
Dados seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas e Justo Alpañés (1975)

- *Coeficiente de rugosidade de Barton (JRC)*

De acordo com a investigação geológica realizada para esta unidade e recolhida das estações geomecânicas correspondentes, o valor da rugosidade varia entre 6 e 12 (perfis 4 e 6). Desta forma, adopta-se um valor médio de rugosidade de JRC=8.

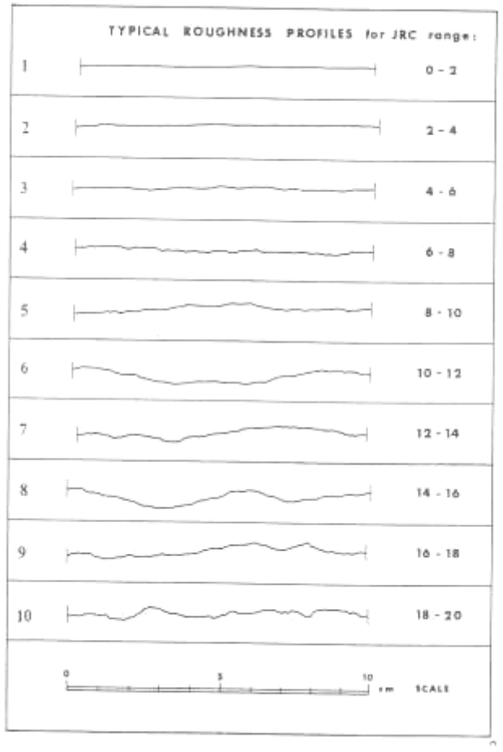


Figura.3-10. Perfis tipo para estimar o coeficiente de rugosidade.
(Barton e Choubey, 1977)

- *<u>Resistência das paredes das descontinuidades</u> (JCS)*

A resistência das paredes das descontinuidades é um valor difícil de obter, sendo normalmente necessário recorrer a minorações a partir do valor da compressão simples da matriz rochosa sã.

Segundo Barton (1973), a resistência da descontinuidade pouco alterada tem um valor mínimo, que corresponde com a quarta parte da rocha sã (σ_c/JCS =4). Considera-se um valor médio da resistência à compressão simples da rocha sã de 32 MPa. O índice JCS será de 32/4= 8 MPa.

A expressão de Barton, de acordo com os valores atrás descritos, toma a seguinte forma:

$$\tau = \sigma_n^{'} \cdot tg\left[8 \cdot \log_{10}\left(\frac{8}{\sigma_n^{'}}\right) + 25\right]$$

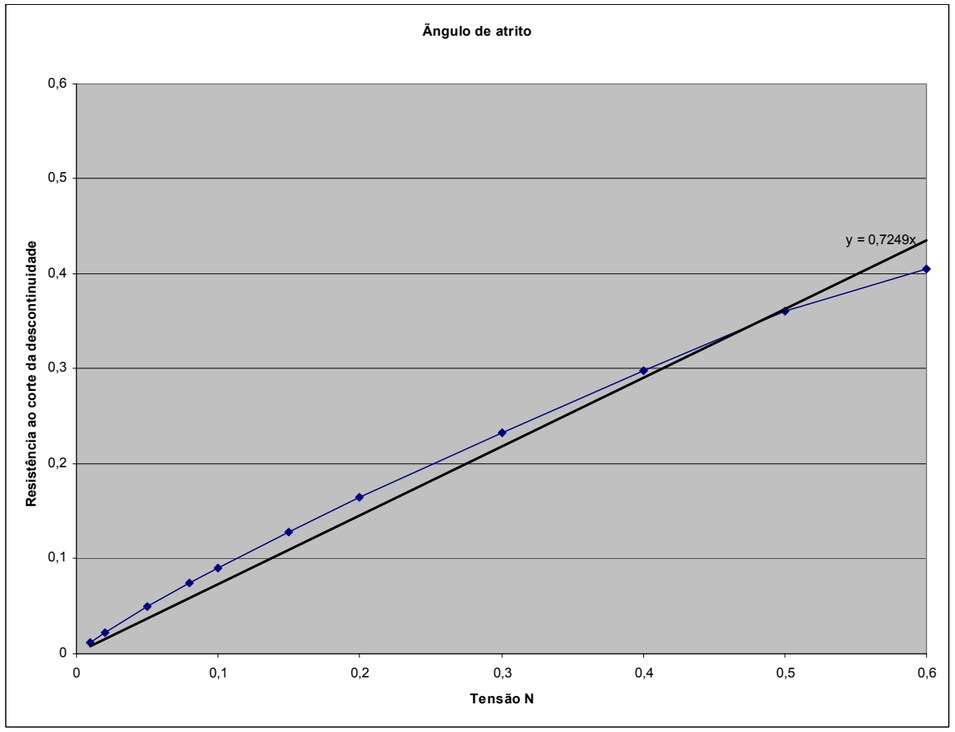


Figura.3-11.Resistência ao corte em relação a uma tensão normal.

A altura máxima de escavação que afecta esta unidade é de 25 m. A tensão máxima para esta altura é de 0,65 Mpa, considerando um peso específico de 26 KN/m^3. Desta forma, representando esta expressão num intervalo σ_n = 0,00-0,65 MPa, para a qual a parábola se aproxima a uma recta, obtêm-se os seguintes parâmetros de resistência

ϕ = 35º

c = 0

Os parâmetros obtidos são ligeiramente superiores aos obtidos (para descontinuidades com preenchimento), tal como se verifica no seguinte quadro, por isso para os cálculos de estabilidade local, consideram-se os seguintes parâmetros ficando do lado da segurança.

$\phi = 32º$

$c = 0$

Rocha	Descrição	Resistência de pico		Resistência residual	
		Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
Basalto	Brecha argilosa com fragmentos rochosos	24	42		
Calcário	Preenchimento argiloso de 6mm			0	13
	Id. de 1 a 2 cm	10	13-14		
	Id. < 1 mm	5-20	17-21		
	Marga de 2 cm	0	25	0	15-24
Diorito	Preenchimento de argila	0	26.5		
Dolomite	Preenchimento argiloso de ≈ 15 cm de espessura	4.1	15.5	2.2	17
Xistos e quartzitos	Preenchimento argiloso 10-15 cm de espessura	3-8	32		
	Preenchimento argiloso fino em planos de estratificação	61-74	41		
	Preenchimento argiloso espesso em planos de estratificação	38	31		
Granito	Fracturas com preenchimento argiloso	0-10	24-25		
	Fracturas com preenchimento arenoso	5	40		
	Zona de cisalhamento, granito partido, rocha desagregada e preenchimentos argilosos	24.2	42		
Grauvaque	Preenchimento argiloso de 1-2 mm em planos de estratificação			0	21
Pelito	Preenchimento de argila	6	32		
	Argila em planos de estratificação			0	19.5
Ardósia	Alteradas e laminadas	5	33		

Quadro 3-37. Parâmetros resistentes de descontinuidades preenchidas.

Dados de vários autores e de ensaios realizados sobre diferentes condições (Hoek e Bray, 1981)

Resumo de parâmetros adoptados

A este material são atribuídos os seguintes parâmetros geotécnicos:

Peso específico aparente	26,00 kN/m^3
Resistência à compressão simples	32 MPa
Coesão do maciço*	0,20 MPa
Ângulo de atrito do maciço*	50º
Módulo de elasticidade (C. simples)	29 GPa
Módulo de elasticidade (Maciço)*	1500 MPa
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

Resumo das características geotécnicas:

Litologia: xistos pouco alterados (W2-W3)
Escavabilidade: escavação com recurso a explosivos
Capacidade portante: muito alta
Classificação:
GTR (LCPC/SETRA): Rochas magmáticas e metamórficas
R61 Rochas duras
R62 Rochas de dureza média
CE (EP 1998): Rochas magmáticas e metamórficas
B (a) Rochas duras
B (b) Rochas de dureza média
Reutilização: pedrapleno

3.5.1.5. Rocha decomposta muito alterada (M_{O-C+M} e M_{O-MX} W4-W5)

Estas rochas apresentam-se com um elevado grau de alteração, estimando-se que serão escaváveis mediante ripper.

Apresentam-se como xistentos muito alterados e intensamente fracturados com preenchimentos argilosos.

Esta unidade aparece superficialmente em zonas pontuais do traçado, estando normalmente coberta por uma camada de solo de alteração com espessura variável. Em profundidade está limitada pelo maciço rochoso menos alterado (W2-W3).

Esta unidade foi detectada em todas as sondagens e perfis sísmicos nos quais nem sempre se detectou o seu limite em profundidade. As espessuras estimadas oscilam entre 1,50 e mais de 10 m.

Considerou-se como limite, para estabelecer o contacto entre este nível e a rocha sã (grau de alteração w3-2), uma velocidade entre 2000-2600 m/s de propagação das ondas sísmicas, onde coincide com o limite de ripabilidade.

Realizaram-se alguns ensaios SPT sobre esta unidade, nos quais se obtiveram “negas” em todos os casos.

Assim sendo, não foi possível determinar o índice RMR rigorosamente, por isso para estimar o índice GSI assumiu-se que maciço é de Classe IV (21<RMR<40) pelo que se atribuiu um valor de 25 para o índice GSI.

Estimativa de parâmetros resistentes do maciço rochoso

A partir dos dados expostos, foram estimados os parâmetros deste maciço rochoso, reflectidos no seguinte quadro:

	RMR estimado	σ_{ci} Mpa	GSI	m_i	D
Rocha muito alterada (W4)	40-21	25	25	10	0,7

Quadro 3-38. Rocha muito alterada (W4): parâmetros do maciço rochoso

Não foram efectuados ensaios de laboratorio de σ_c para rocha alterada. O valor mais desfavoravel de RCS obtido nos ensaios efectuados para rocha sã é de 27MPa. O mesmo valor estimado através de estações geomecânicas é de 25MPa. Desta forma considerao-se um valor de σ_c =25 MPa correspondente ao limite entre rocha de grau III e IV.

Porteriormente estabeleceu-se um intervalo de valores para rocha alterada em que os valores obtidos a partir desta analise corresondem ao limite superior e considerou-se como limite inferior valores aproximados aos obtidos para o caso de solo residual. **(quadro 3-58)**.

A partir destes parâmetros estimaram-se valores representativos da coesão e ângulo de atrito do maciço rochoso, aplicando o critério de Hoek e Brown, através do programa RocLab da Rocscience.

Para o efeito, foi considerado um nível tensional equivalente a uma escavação de 13m de altura, que representam as alturas características do traçado.

	c' MPa	φ º	E MPa
Rocha muito alterada (W4)	0,05	34	245

Quadro 3-39. Rocha muito alterada (W4): ajuste de Hoek e Brown

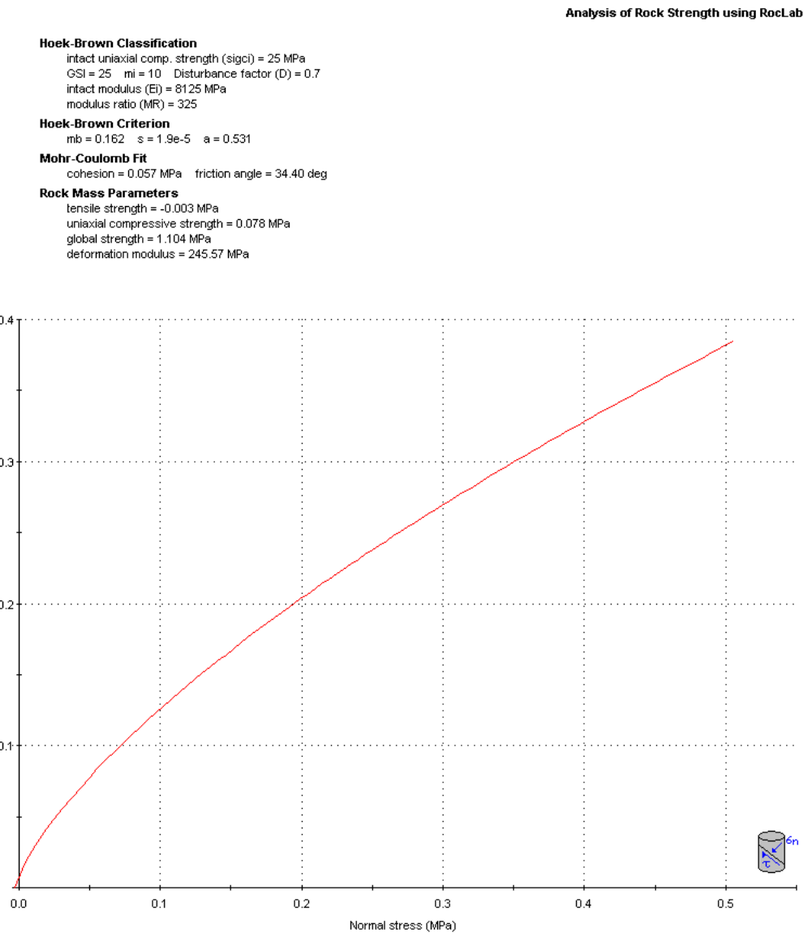


Figura. 3-12. Rocha muito alterada (W4): resultados Roclab

Resumo de parâmetros adoptados

A este material são atribuídos os seguintes parâmetros geotécnicos:

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Resistência à compressão simples	25 MPa
Coesão do maciço*	0,05 MPa
Ângulo de atrito do maciço*	34º
Módulo de elasticidade (C. simples)	8 GPa
Módulo de elasticidade (Maciço)*	245 MPa
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

Litologia: xistos muito alterados (W4-W5)
Escavabilidade: ripável
Capacidade portante: de média a muito alta
Classificação: CE (EP 1998): Rochas Magmáticas e Metamórficas Fragmentáveis ou alteráveis
Reutilização: solo-enrocamento

3.5.1.6. Quarzodioritos / Tonalitos ($Q_{D/T}$)

Estas litologias correspondem a rochas granitóides, não orientadas, constituindo a maior parte do maciço eruptivo. Tratam-se de rochas de natureza intermédia, faneríticas, não porfiróides, por vezes com gnaissosidade patente. Normalmente apresentam grão médio, com tonalidades acinzentadas.

3.5.1.7. Rocha sã a mediamente alterada (($Q_{D/T}$ W2-W3)

Esta unidade é constituída por xistos apresentando um grau de alteração (W2-W3). Estes materiais apenas podem ser desmontados com recurso a explosivos.

Esta unidade não aparece superficialmente em nenhum ponto do traçado, encontrando-se coberta por uma camada de rocha com maior grau de alteração (w5-4 ou solo residual).

Não foi detectado o seu limite em profundidade em qualquer reconhecimento. Em algumas sondagens foram perfurados mais de 9 m deste material.

Para estabelecer o contacto entre esta unidade e a rocha com grau de alteração w5-4, foi estabelecido um limite de 2000-2600 m/s de velocidade das ondas sísmicas. A mesma coincide com o limite de ripabilidade, ou seja, só será possível desmontar este material recorrendo a explosivos.

Propriedades físicas

Não se dispõem de ensaios de laboratório que permitam conhecer o peso específico destes materiais, pelo que se utilizou o seguinte **quadro 3-40.**

ROCHA	PESO ESPECÍFICO (kN/m^3)	POROSIDADE (%)
Andesito	22-23.5	10-15
Anfibolito	29-30	-
Arenito	23-26	5-25 (16.0)
Basalto	27-29	0.1-2
Calcário	23-26	5-20 (11,0)
Carvão	10-20	10
Quartzito	26-27	0.1-0.5
Cré	17-23	30
Diabase	29	0.1
Diorito	27-28.5	-
Dolomite	25-26	0.5-10
Xisto	25-28	3
Gabro	30-31	0.1-0.2
Gnaisse	27-30	0.5-1.5
Granito	26-27	0.5-1.5 (0.9)
Grauvaque	28	3
Mármore	26-28	0.3-2 (0.6)
Pelito	22-26	2-15
Ardósia	25-27	0.1-1
Riólito	24-26	4-6
Sal	21-22	5
Tufo	19-23	14-40
Gesso	23	5

Quadro 3-40. Valores típicos do peso específico e porosidade das rochas

Dados seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn(1986), Walthan (1999), Farmer (1968)

Tendo em conta as densidades recomendadas, adopta-se um valor de 27 kN/m^3.

Propriedades de resistência

Os provetes rochosos, extraídos das sondagens, foram submetidos a ensaios de estabilidade, desgastes e de compressão uniaxial. Os resultados destes ensaios encontram-se resumidos no seguinte quadro:

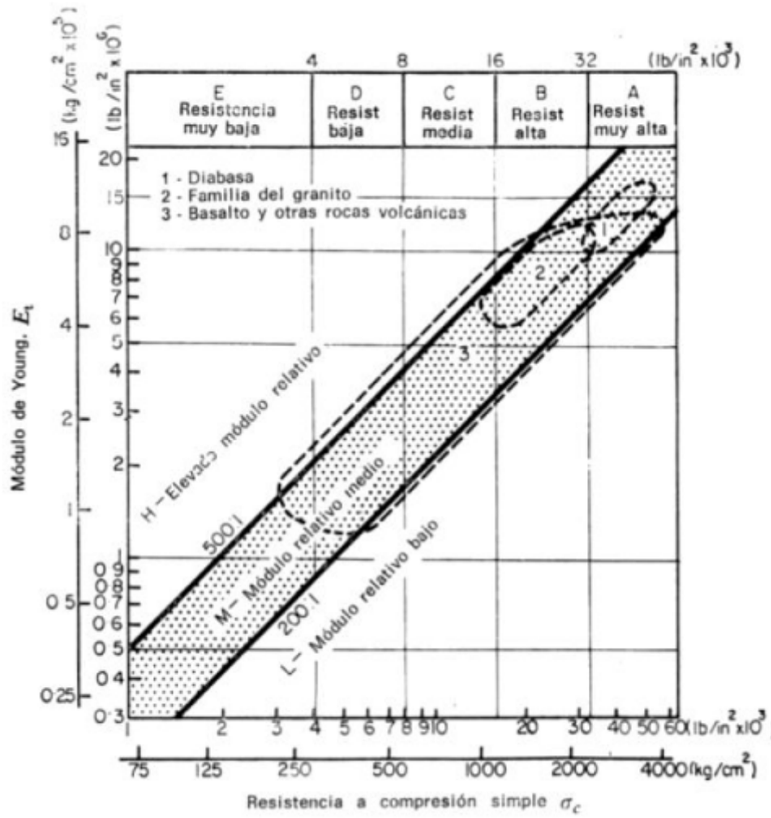
CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						RESISTÊNCIA		ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO				CLASSIFICAÇÃO	
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fin (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	COMPRESSÃO UNIAXIAL		Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	D.L.A.	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
						σ_c (MPa)	E (Gpa)						
VI-E 02.01-S1	2+800	6,5	6,9	QD/T	Granodiorito de grão fino a médio (W3-W2)	156,6	101,8					R61	B (a)
VI-E 02.01-S2	2+840	6,5	6,9	QD/T	Granodiorito de grão fino a médio (W3-W2)	168,9	95,7					R61	B (a)
PS-E-04,02-S2	4+740	3	3,3	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W3)						99,48	R62	B (b)
PS-E-04,02-S2	4+740	4	4,5	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W3)				1			R62	B (b)
PS-E-04,02-S2	4+740	5,2	6	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W2-W1)			1				R61	B (a)
PS-E-04,02-S2	4+740	6,5	7,5	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W3-W2)					15		R62	B (b)
(PI)VI-E-16,01-S1	16+110	5,5	8,5	QD/T	Gnaisse granitoide de grão fino (W3-W2)							R62	B (b)
(PI)VI-E-16,01-S2	16+075	8	8,5	QD/T	Quarztodiorito/ granodioritico de grão fino (W3-W2)	111,5	70,5					R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	8,8	10,5	QD/T	Quarztodiorito/ granodioritico de grão fino a médio (W3-W2)						99,27	R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	9,5	11	QD/T	Quarztodiorito granodioritico de grão fino a médio (W2)				1			R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	12,5	13	QD/T	Quarztodiorito/ granodioritico de grão fino a médio (W2)			1				R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	13,5	14,5	QD/T	Quarztodiorito/ granodioritico de grão fino a médio (W2)					14		R62	B (b)

Quadro 3-41. Rocha sã a medianamente alterada ((Q$_{D/T}$ W2-W3): Ensaios sobre provetes rochosos extraídos das sondagens.

A partir dos ensaios de resistência à compressão simples foram obtidos valores algo dispersos, variando entre 111 e 169 MPa. Para o módulo de elasticidade, observa-se um valor mínimo e máximo de 70 e 102 GPa.

O módulo de Young, obtido nos ensaios, foi elevado comparando-o com os valores bibliográficos característicos destas formações (Figura 3-12). Por isso foi considerado conveniente, usar para a obtenção dos parâmetros geotécnicos do maciço rochoso, o valor do módulo relativo (MR) característico da formação que estima o valor de Ei em função da resistência à compressão simples.

$$E_i = MR \times \sigma_i$$



*EXTRAÍDO DE “MECÁNICA DE ROCAS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA” Stagg –Zienkiewicz

Figura 3-13.- Classificação de rochas intactas da família do granito,

Foram realizados ensaios de durabilidade tipo Slake Durability Test, que medem a velocidade de decomposição de um material rochoso, sobre diversas condições de humidade.

Group Name	% Retained after One 10-min Cycle (Dry Weight Basis)	% Retained after Two 10-min Cycles (Dry Weight Basis)
Very high durability	>99	>98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	<60	<30

Quadro 3-42. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)

Apenas se realizaram dois ensaios de Slake Durability, nos quais se obteve um valor médio de 99,37 %. Segundo os intervalos e classificações do **quadro 3-42** este maciço rochoso possui uma durabilidade muito alta.

Classificações geomecânicas

Para a caracterização do maciço que é atingido pelas obras projectadas dispõe-se dos dados obtidos nas estações geomecânicas. No **quadro 3-43** de seguida pode-se observar a qualidade e as características do maciço rochoso.

Na figura seguinte apresentam-se os intervalos mais comuns do índice GSI para a família dos granitos.

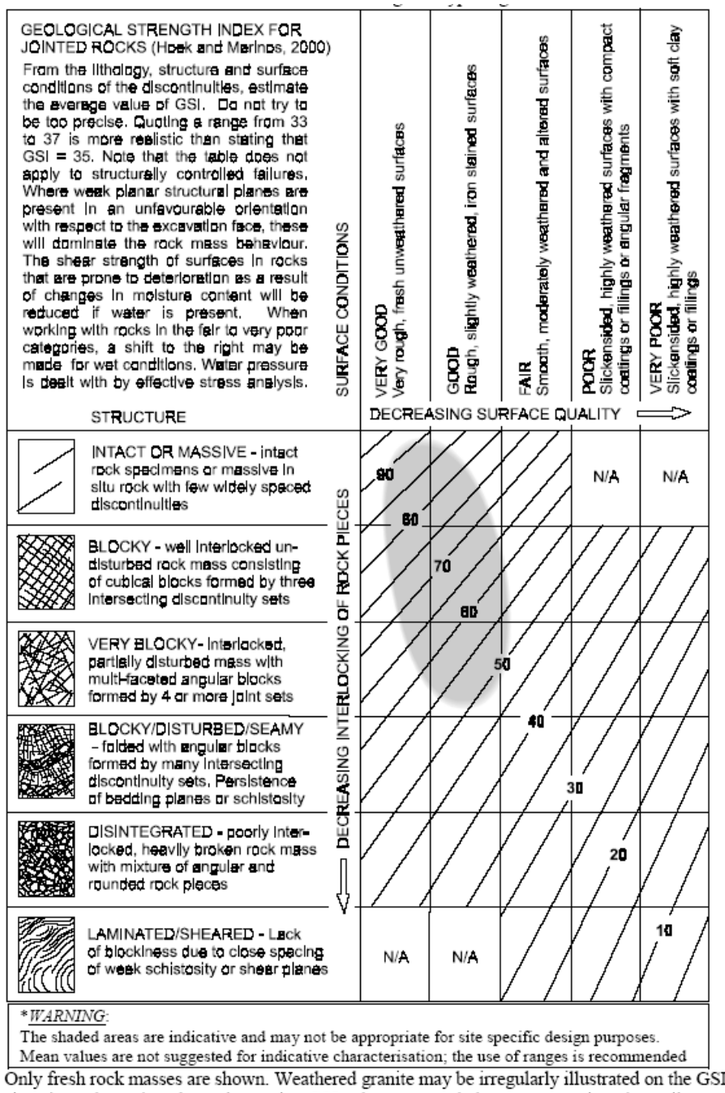


Figura 3-14.- Intervalos mais comuns do GSI para granitos típicos

			GME01		GME02		GME04		GME05		GME07		GME08		GME09	
			LITOLOGÍA QD/T		LITOLOGÍA QD/T		LITOLOGÍA QD/T		LITOLOGÍA QD/T		LITOLOGÍA QD/T		LITOLOGÍA QD/T		LITOLOGÍA QD/T	
			VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO
RMR 1	Resistência à compressão		100-250	12	25-50	4	5-25	2	100-250	12	100-250	12	100-250	12	100-250	12
RMR 2+3	Descontinuidades por metro		1	34	5	27	3	29	3	29	2	31	3	29	9	23
RMR 4	Estado das descontinuidades	Continuidade	1-3 m	4	<1 m	6	3 - 10 m	2	1-3 m	4	3-10 m	2	1-3 m	4	<1 m	6
		Abertura	<0,1mm	5	1-5 mm	1	1 - 5 mm	1	<0,1 mm	5	>5 mm	0	1-5 mm	1	<0,1 mm	5
		Rugosidade	Quase liso	1	Quase liso	1	Quase liso	1	Quase liso	1	Ligeiramente rugoso	3	Quase liso	1	Quase liso	1
		Preenchimento	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Duro com espessura <5 mm	4	Mole com espessura < 5 mm	2	Mole com espessura < 5 mm	2
		Meteorização	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3
RMR 5	Presença de água		seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15
RMR			**80**		**59**		**55**		**75**		**70**		**67**		**67**	
CLASSE DO MACIÇO			**I**		**III**		**III**		**II**		**II**		**II**		**II**	
QUALIDADE DO MACIÇO			**Muito boa**		**Média**		**Média**		**Boa**		**Boa**		**Boa**		**Boa**	

RMR_B	
80	Máximo
55	Mínimo
68	Media

Quadro 3-43. RMR e classificação do maciço rochoso

Estimativa de parâmetros resistentes do maciço rochoso

A partir dos dados expostos, foram estimados os parâmetros deste maciço rochoso, reflectidos no seguinte quadro:

	RMR médio	σ_{ci} Mpa	GSI	m_i	D
Rocha sã a mediamente alterada (W2-W3)	68	145	63	25	0,7

Quadro 3-44. Rocha sã a mediamente alterada ($Q_{D/T}$ W2-W3): parâmetros do maciço rochoso

Sendo:

- **σ_{ci}**: resistência à compressão simples
- **GSI**: índice geológico de resistência (avalia a qualidade do maciço em função do grau e características da fracturação, estrutura geológica, tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades.
- **m_i**: constante que depende das propriedades da matriz rochosa.
- **D:** parâmetro de perturbação, que depende do tipo de escavação e varia entre 0 (perturbação nula) e 1 (perturbação máxima). D=0,70 indica escavação com meios mecânicos ou a produzida por explosivos.

Para estimar os parâmetros resistentes do maciço rochoso, que intervêm no cálculo de estabilidade, será aplicado o critério de Mohr-Coulomb, cuja principal vantagem é a simplicidade na modelização de maciços rochosos resistentes. Este critério utiliza a seguinte e conhecida expressão:

$$\tau = c + \sigma \cdot tg\varphi$$

Neste cálculo são adoptados valores representativos da coesão e ângulo de atrito. Estes valores obtêm-se a partir dos parâmetros definidos no **quadro 3-44** aplicando o critério de Hoek e Brown.

Foi utilizada a aplicação RocLab, versão 1.031, da Rocsience, que ajusta a partir dos parâmetros introduzidos, os valores dos parâmetros c e φ. A metodologia segue o programa é a apresentada no capitulo 3.5.1.3.1. Para o efeito, foi considerado um nível tensional equivalente a uma escavação de 10 m de altura, que representam as alturas características do traçado.

	c' MPa	φ º	E MPa
Rocha sã (W2-W3)	0,9	67	11000

Quadro 3-45. Rocha sã a mediamente alterada ($Q_{D/T}$ W2-W3): ajuste de Hoek e Brown

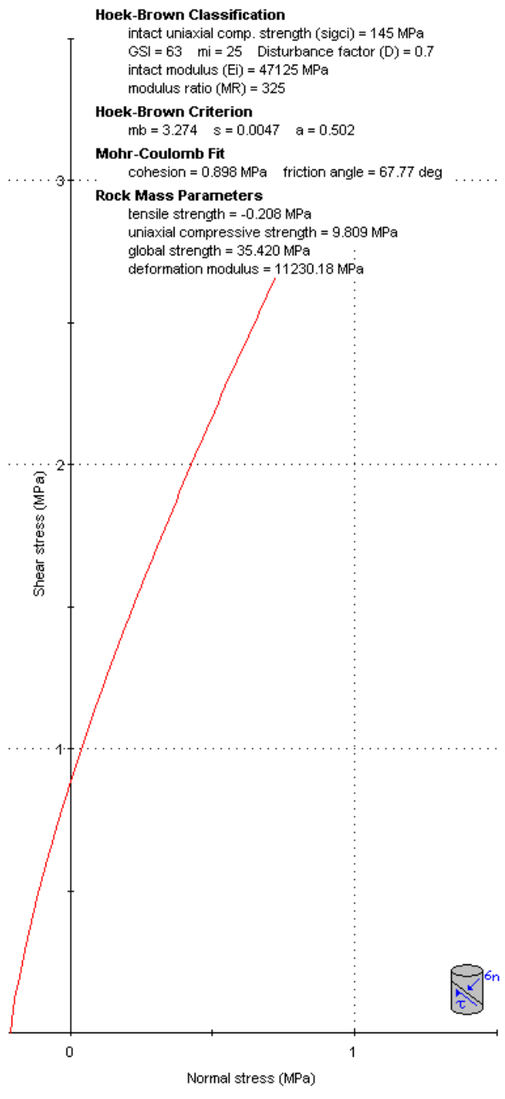


Figura 3-15. Rocha sã a medianamente alterada ($Q_{D/T}$ W2-W3): resultados Roclab

Estimativa de parâmetros resistentes das descontinuidades

Para estimar os parâmetros resistentes das descontinuidades, que intervêm no cálculo de estabilidade planar ou por cunha, é utilizada a expressão de Barton:

$$\tau = \sigma_n^{'} \cdot tg\left[JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n^{'}}\right) + \phi_b\right]$$

Sendo:

τ = resistência ao corte da descontinuidade.

σ_N = tensão média no plano de descontinuidade.

ϕ_b = ângulo de atrito básico das descontinuidades.

JRC = coeficiente de rugosidade de Barton, deduzido dos pontos de recolha de dados.

JCS = resistência à compressão uniaxial das paredes das descontinuidades.

Representando graficamente a expressão anterior, obtém-se a curva de resistência ao corte em função da tensão inicial. Assim sendo, considerando um intervalo dado de tensões quando a parábola se aproxima a uma recta, obtém-se o ângulo de atrito e a coesão efectiva da superfície das descontinuidades.

Segundo a expressão anterior a resistência da descontinuidade depende de três componentes; uma componente friccional, ϕ_b, uma componente geométrica dada pelo parâmetro JRC, e uma componente de rugosidades controlada pela acção JCS / σ_N'.

Sendo que nas estações geomecânicas realizadas nesta litologia se verificou a existência de um preenchimento argiloso, e que a expressão anterior não considera a existência de preenchimento na junta, propõe-se a adopção de valores bibliográficos, de acordo com o quadro seguinte onde se apresentam diferentes valores propostos por Brawner (1971) para granodiorito com preenchimento argiloso.

$\phi = 26,5º$

$c = 0$

Recomenda-se a execução de ensaios de resistência ao corte sobre as descontinuidades durante a fase de obra para se comprovar estes parâmetros.

Rocha	Descrição	Resistência de pico		Resistência residual	
		Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
Basalto	Brecha argilosa com fragmentos rochosos	24	42		
Calcário	Preenchimento argiloso de 6mm			0	13
	Id. de 1 a 2 cm	10	13-14		
	Id. < 1 mm	5-20	17-21		
	Marga de 2 cm	0	25	0	15-24
Diorito	Preenchimento de argila	0	26.5		
Dolomite	Preenchimento argiloso de ≈ 15 cm de espessura	4.1	15.5	2.2	17
Xistos e quartzitos	Preenchimento argiloso 10-15 cm de espessura	3-8	32		
	Preenchimento argiloso fino em planos de estratificação	61-74	41		
	Preenchimento argiloso espesso em planos de estratificação	38	31		
Granito	Fracturas com preenchimento argiloso	0-10	24-25		
	Fracturas com preenchimento arenoso	5	40		
	Zona de cisalhamento, granito partido, rocha desagregada e preenchimentos argilosos	24.2	42		
Grauvaque	Preenchimento argiloso de 1-2 mm em planos de estratificação			0	21
Pelito	Preenchimento de argila	6	32		
	Argila em planos de estratificação			0	19.5
Ardósia	Alteradas e laminadas	5	33		

Quadro 3-46. Parâmetros resistentes de descontinuidades preenchidas.

Dados de vários autores e de ensaios realizados sobre diferentes condições (Hoek e Bray, 1981)

Resumo de parâmetros adoptados

A este material são atribuídos os seguintes parâmetros geotécnicos:

Peso específico aparente	27,00 kN/m^3
Resistência à compressão simples	145 MPa
Coesão do maciço*	0,9 MPa
Ângulo de atrito do maciço*	67º
Módulo de elasticidade (C. simples)	70 GPa
Módulo de elasticidade (Maciço)*	11000 MPa
Ângulo de atrito das descontinuidades	26,5º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

Resumo das características geotécnicas:

Litologia: quartzo dioritos e tonalitos pouco alterados (W2-W3)
Escavabilidade: escavação com recurso a explosivos
Capacidade portante: muito alta
Classificação:

GTR (LCPC/SETRA): Rochas magmáticas e metamórficas
R61 Rochas duras
R62 Rochas de dureza média
CE (EP 1998): Rochas magmáticas e metamórficas
B (a) Rochas duras
B (b) Rochas de dureza média

Reutilização: pedrapleno, após britagem como tout-venant e, eventualmente, em betuminosos

3.5.1.8. Rocha decomposta muito alterada ($Q_{D/T}$ W4-W5)

Estas unidades apresentam-se com um elevado grau de alteração, estimando-se que serão escaváveis mediante ripper.

Apresentam-se como quartzodioritos muito alterados e intensamente fracturados com algum preenchimento argiloso.

Esta unidade aparece superficialmente em zonas pontuais do traçado, estando normalmente coberta por uma camada de solo de alteração com espessura variável, correspondente ao nível anteriormente descrito. Em profundidade está limitada pelo maciço rochoso menos alterado ($Q_{D/T}$ w2-3).

A mesma foi detectada em todas as sondagens e perfis sísmicos nos quais nem sempre se detectou o seu limite em profundidade. As espessuras consideradas oscilam entre 1,50 e mais de 10 m.

Os perfis sísmicos indicam espessuras superiores às detectadas nas sondagens. Considerou-se como limite, para estabelecer o contacto entre este nível e a rocha sã, uma velocidade entre 2000-2600 m/s. A mesma coincide com o limite de ripabilidade.

Realizaram-se alguns ensaios SPT sobre esta unidade, nos quais se obtiveram “negas” em todos os casos.

Assim sendo, não é possível determinar o índice RMR rigorosamente, pelo que para estimar o índice GSI foi assumido que o maciço é de Classe IV (21<RMR<40) tendo-se considerado um valor de 25 para o índice GSI.

Estimativa de parâmetros resistentes do maciço rochoso

A partir dos dados expostos, foram estimados os parâmetros deste maciço rochoso, reflectidos no seguinte quadro:

	RMR estimado	σ_{ci} Mpa	GSI	m_i	D
Rocha muito alterada (W4)	40-21	25	25	25	0,7

Quadro 3-47. Rocha muito alterada ($Q_{D/T}$ W4): parâmetros do maciço rochoso

Não foram efectuados ensaios de laboratorio de σ_c para rocha alterada. O valor mais desfavoravel de σ_c obtido nos ensaios efectuados para rocha sã é de 111MPa enquanto que nas medidas realizadas nas estações geomecânicas em todas excepto GME02 e GME04 ultrapassam os 100MPa. O valor médio obtido nas estações geomecânicas citadas anteriormente, é de 25 MPa. Desta forma considerou-se um valor de σ_c =25 MPa correspondente ao limite entre rocha de grau III e IV.

Posteriormente estabeleceu-se um intervalo de valores para rocha alterada em que os valores obtidos a partir desta analise correspondem ao limite superior e considerou-se como limite inferior valores aproximados aos obtidos para o caso de solo residual. **(quadro 3-58)**.

A partir destes parâmetros estimaram-se valores representativos da coesão e ângulo de atrito do maciço rochoso, aplicando o critério de Hoek e Brown, através do programa RocLab da Rocscience.

Para o efeito, foi considerado um nível tensional equivalente a uma escavação de 9m de altura, que representam as alturas características do traçado.

	c' MPa	φ º	E MPa
Rocha muito alterada (W4)	0,063	44	245

Quadro 3-48. Rocha muito alterada (W4): ajuste de Hoek e Brown

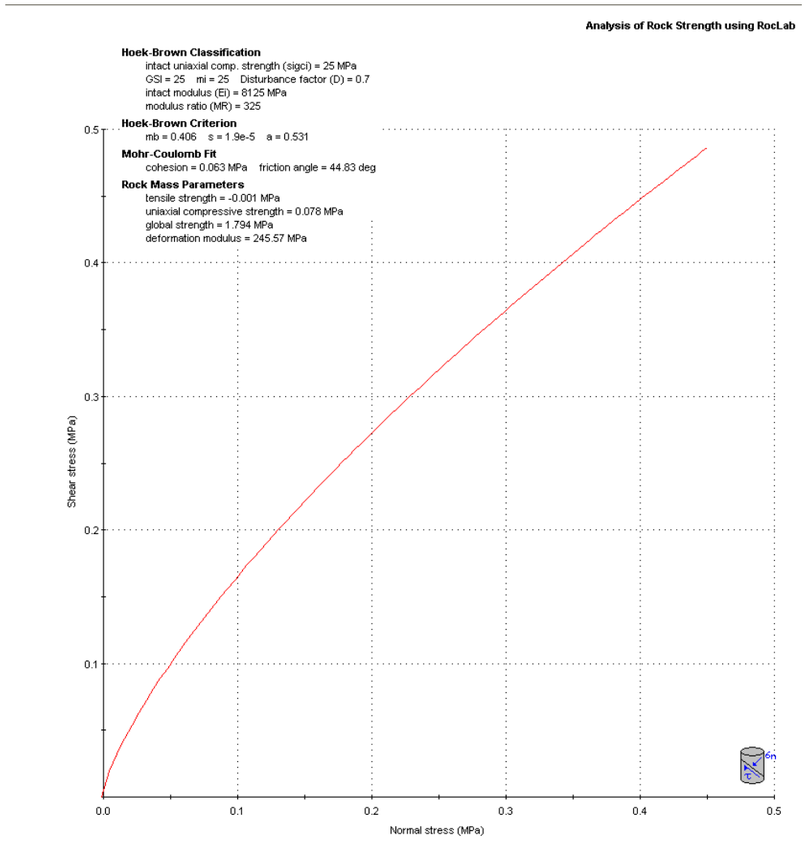


Figura. 3-16. Rocha muito alterada (W4): resultados Roclab

Resumo de parâmetros adoptados

A este material são atribuídos os seguintes parâmetros geotécnicos:

Peso específico aparente	27,0 kN/m^3
Resistência à compressão simples	25 MPa
Coesão do maciço*	0,063 MPa
Ângulo de atrito do maciço*	44º
Módulo de elasticidade (C. simples)	8 GPa
Módulo de elasticidade (Maciço)*	245 MPa
Ângulo de atrito das descontinuidades	26,5º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

Litologia: quartzo dioritos e tonalitos muito alterados (W4-W5)
Escavabilidade: ripável
Capacidade portante: de média a muito alta
Classificação: CE (EP 1998): Rochas Magmáticas e Metamórficas Fragmentáveis ou alteráveis
Reutilização: solo-enrocamento

3.5.1.9. Gnaisses graníticos e migmatíticos (G_N)

Esta unidade pertencente ao maciço de Évora, engloba gnaisses e migmatitos com texturas muito variadas. Apresentam composição mineralógica, tonalidades e graus de alteração semelhantes aos das formações eruptivas, diferenciando-se apenas na orientação dos constituintes mineralógicos (gnaissosidade/foliação). Tratam-se de rochas de aspecto homogéneo e contínuo, com foliação bem marcada, resultantes de processos tectónicos regionais. A passagem às rochas granitóides, não orientadas, é gradual e inclui termos de transição de quartzodioritos vagamente gnaissóides.

3.5.1.10. Rocha sã a medianamente alterada (G_N W2-W3)

Esta unidade é constituída por gnaisses apresentando-se com um grau de alteração (W2-W3). Estes materiais apenas podem ser desmontados com recurso a explosivos.

Esta unidade não aparece superficialmente em nenhum ponto do traçado, encontrando-se coberta por uma camada de rocha com maior grau de alteração.

Não foi detectado o seu limite em profundidade em qualquer reconhecimento. Em algumas sondagens foram perfurados mais de 4 m deste material.

Para estabelecer o contacto entre esta unidade e a rocha com grau de alteração (w5-4), foi estabelecido um limite de 2000-2600 m/s de velocidade. A mesma coincide com o limite de ripabilidade, ou seja, só será possível desmontar este material recorrendo a explosivos.

Propriedades físicas

Não se dispõem de ensaios de laboratório que permitam conhecer o peso específico destes materiais, pelo qual se utilizou o seguinte quadro:

ROCHA	PESO ESPECÍFICO (kN/m^3)	POROSIDADE (%)
Andesito	22-23.5	10-15
Anfibolito	29-30	-
Arenito	23-26	5-25 (16.0)
Basalto	27-29	0.1-2
Calcário	23-26	5-20 (11,0)
Carvão	10-20	10
Quartzito	26-27	0.1-0.5
Cré	17-23	30
Diabase	29	0.1
Diorito	27-28.5	-
Dolomite	25-26	0.5-10
Xisto	25-28	3
Gabro	30-31	0.1-0.2
Gnaisse	27-30	0.5-1.5
Granito	26-27	0.5-1.5 (0.9)
Grauvaque	28	3
Mármore	26-28	0.3-2 (0.6)
Pelito	22-26	2-15
Ardósia	25-27	0.1-1
Riólito	24-26	4-6
Sal	21-22	5
Tufo	19-23	14-40
Gesso	23	5

Quadro 3-49. Valores típicos do peso específico e porosidade das rochas

Dados seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn(1986), Walthan (1999), Farmer (1968)

Tendo em conta as densidades recomendadas, adopta-se um valor de 27 kN/m^3.

Propriedades de resistência

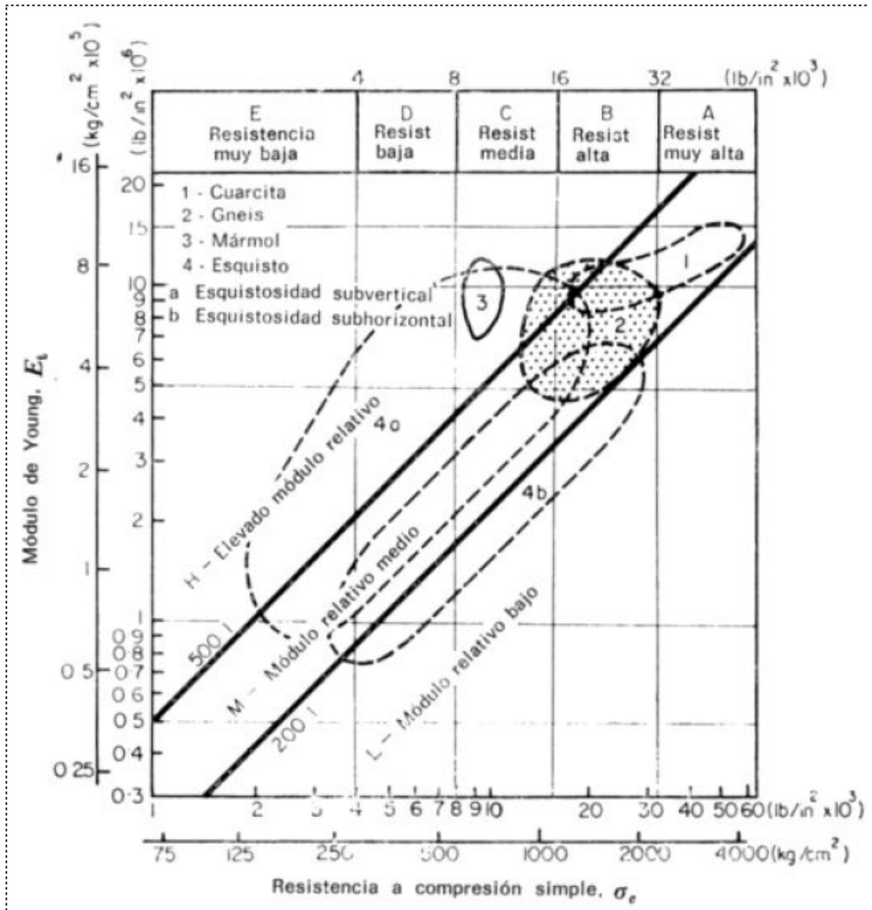
Os provetes rochosos, extraídos das sondagens, foram submetidos a ensaios de estabilidade, de desgaste e atrito. Os resultados destes ensaios encontram-se resumidos no seguinte quadro:

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO			CLASSIFICAÇÃO	
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fim (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
PS-E-12,02-S1	12+910	3,2	5,5	GN	Gnaissico-migmatitico de grão fino (W3)		1		R62	B (b)
PS-E-12,02-S1	12+910	3,2	5	GN	Gnaissico-migmatitico de grão fino (W3)			97,95	R62	B (b)
PS-E-12,02-S1	12+910	3,5	5	GN	Gnaissico-migmatitico de grão fino (W3)	2			R62	B (b)

Quadro 3-50. Rocha sã a medianamente alterada (G_N W2-W3): Ensaios sobre provetes rochosos extraídos das sondagens.

Não se dispõem de ensaios de resistência nesta formação por isso foi considerado um valor conservador (100 Mpa) dentro dos valores bibliográficos representados dentro da classificação de rochas metamórficas intactas de Deere e Miller tomado de Stagg-Zienkiewicz (**figura 3-17**)

Para obter o módulo de Young da rocha intacta foi considerado um valor do módulo relativo (MR = Ei/σ_i) de 500.



*TOMADA DE "MECÂNICA DE ROCAS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA" Stagg –Zienkiewicz

Figura. 3-17.- Classificação de rochas intactas da família do gnaisses.

Foram realizados ensaios de durabilidade tipo Slake Durability Test, que medem a velocidade de decomposição de um material rochoso, sobre diversas condições de humidade.

Group Name	% Retained after One 10-min Cycle (Dry Weight Basis)	% Retained after Two 10-min Cycles (Dry Weight Basis)
Very high durability	>99	>98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	<60	<30

Quadro 3-51. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)

Apenas se realizou um único ensaio de Slake Durability, no qual se obteve um valor de 97,95 %. Segundo os intervalos e classificações do quadro 3-51 este maciço rochoso possui uma durabilidade alta.

Classificações geomecânicas

Para a caracterização do maciço que é perturbado pelas obras projectadas dispõe-se dos dados obtidos nas estações geomecânicas. De seguida no **quadro 3-52** pode-se observar a qualidade e as características do maciço rochoso observado no campo.

No gráfico seguinte apresentam-se os intervalos mais comuns do índice GSI para a família dos gnaisses.

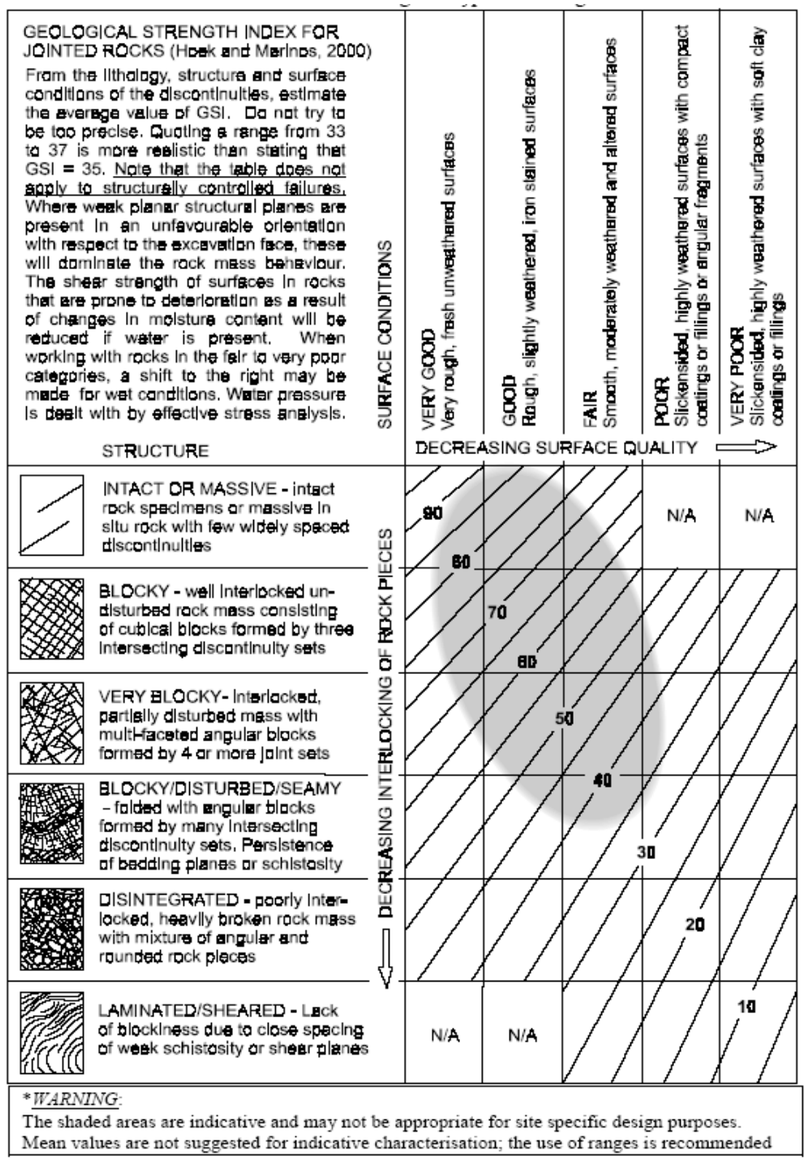


Figura 3-18- Intervalos mais comuns do GSI para gnaisses típicos

			GME06		GME16	
			LITOLOGÍA GN		LITOLOGÍA G_N	
			VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO
RMR 1	Resistência à compressão		100-250	12	> 250	15
RMR 2+3	Descontinuidades por metro		6	26	2	31
RMR 4	Estado das descontinuidades	Continuidade	<1 m	6	1-3 m	4
		Abertura	<0,1 mm	5	<0,1 mm	5
		Rugosidade	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3
		Preenchimento	Nenhum	6	Nenhum	6
		Meteorização	Moderado	3	Ligeiro	5
RMR 5	Presença de água		seco	15	seco	15
RMR			**76**		**84**	
CLASSE DO MACIÇO			**II**		**I**	
QUALIDADE DO MACIÇO			**Boa**		**Muito boa**	

RMR_B	
84	Máximo
76	Mínimo
80	Media

Quadro 3-52. RMR e classificação do maciço rochoso

Estimativa de parâmetros resistentes do maciço rochoso

A partir dos dados expostos, foram estimados os parâmetros deste maciço rochoso, reflectidos no seguinte quadro:

	RMR médio	σ_{ci} Mpa	GSI	m_i	D
Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3)	80	100	75	28	0,7

Quadro 3-53. Rocha sã a mediamente alterada (G_N W2-W3): parâmetros do maciço rochoso

Sendo:

σ_{ci}: resistência à compressão simples

GSI: índice geológico de resistência (avalia a qualidade do maciço em função do grau e características da fracturação, estrutura geológica, tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades.

m_i: constante que depende das propriedades da matriz rochosa.

D: parâmetro de perturbação, que depende do tipo de escavação e varia entre 0 (perturbação nula) e 1 (máxima perturbação). D=0,70 indica escavação com meios mecânicos ou produzida por explosivos .

Para estimar os parâmetros resistentes do maciço rochoso, que intervêm no cálculo de estabilidade, será aplicado o critério de Mohr-Coulomb, cuja principal vantagem é a simplicidade na modelização de maciços rochosos resistentes. Este critério utiliza a seguinte e conhecida expressão:

$$\tau = c + \sigma \cdot tg\varphi$$

Neste cálculo são adoptados valores representativos da coesão e ângulo de atrito. Estes valores obtêm-se a partir dos parâmetros definidos no Quadro 3.54, aplicando o critério de Hoek e Brown.

Foi utilizada a aplicação RocLab, versão 1.031, da Rocsience, que ajusta a partir dos parâmetros introduzidos, os valores dos parâmetros c e φ. A metodologia que o programa segue está apresentada no capítulo 3.5.1.3.1. Para o efeito, foi considerado um nível tensional equivalente a uma escavação de 7 m de altura, que representam as alturas características do traçado.

	c' MPa	φ º	E MPa
Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3)	1	68	20000

***valores arredondados de forma conservadora**

Quadro 3-54. Rocha sã a medianamente alterada (G_N W2-W3): ajuste de Hoek e Brown

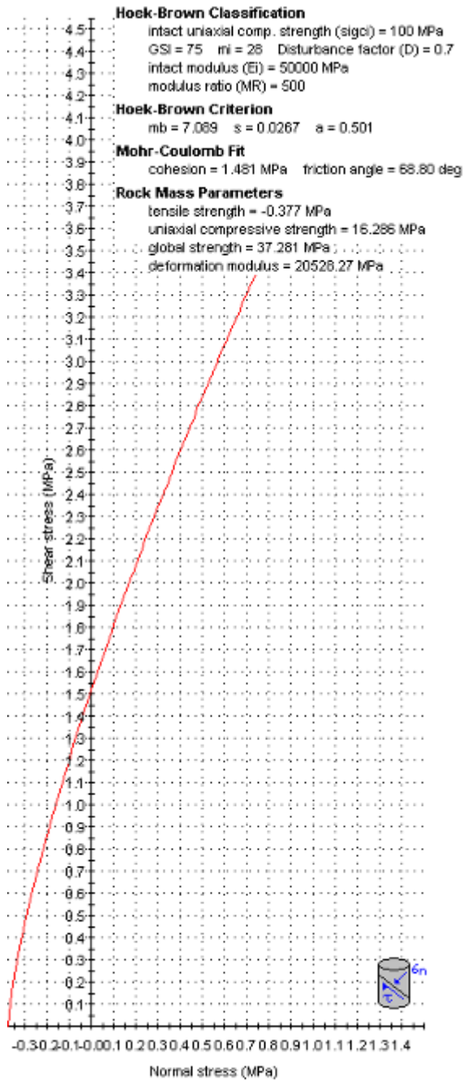


Figura 3-19. Rocha sã a medianamente alterada (W4): resultados Roclab

Estimativa de parâmetros resistentes das descontinuidades

Para estimar os parâmetros resistentes das descontinuidades, que intervêm no cálculo de estabilidade planar ou por cunha, é utilizada a expressão de Barton:

$$\tau = \sigma_n^{'} \cdot tg\left[JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n^{'}}\right) + \phi_b \right]$$

Sendo:

τ = resistência ao corte da descontinuidade.

σ_N = tensão média no plano de descontinuidade.

ϕ_b = ângulo de atrito básico das descontinuidades.

JRC = coeficiente de rugosidade de Barton, deduzido dos pontos de recolha de dados.

JCS = resistência à compressão uniaxial das paredes das descontinuidades.

Representando graficamente a expressão anterior, obtém-se a curva de resistência ao corte em função da tensão inicial. Assim sendo, considerando um intervalo dado de tensões nas que a parábola se aproxima a uma recta, obtém-se o ângulo de atrito e a coesão efectiva da superfície das descontinuidades.

Segundo a expressão anterior a resistência da descontinuidade depende de três componentes; uma componente friccional, ϕ_b, uma componente geométrica dada pelo parâmetro JRC, e uma componente de rugosidades controlada pela acção JCS / σ_N'.

Sendo que nas estações geomecânicas realizadas nesta litologia se verificou a existência de um preenchimento argiloso, e que a expressão anterior não considera a existência de preenchimento na junta, recomenda-se usar um ângulo de atrito, de acordo com o **quadro 3-55** onde se apresentam diferentes valores bibliográficos para juntas com preenchimento nesta formção, foram considerados valores propostos para a situação mais desfavorável, com rotura no plano de xistosidade saturado

$\phi = 31º$

$c = 0$

Recomenda-se a execução de ensaios de resistência ao corte sobre as descontinuidades durante a fase de obra para se comprovar estes parâmetros.

Rocha	Tipo de superfície	Resistência de pico		Resistência residual	
		Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (º)
Gnaisse	Plano de xistosidade Superfície seca	7	49	0	35-49
	Plano de xistosidade Superfície saturada	0	44	-	>31

Quadro 3-55. Parâmetros resistentes de descontinuidades preenchidas.

Dados de vários autores e de ensaios realizados sobre diferentes condições (Duncan e Sheerman-Chase(1966), Morgenstern(1968), Locher(1968) e Krsmanovic(1967)).

Resumo de parâmetros adoptados

A este material são atribuídos os seguintes parâmetros geotécnicos:

Peso específico aparente	27,00 kN/m^3
Resistência à compressão simples	100 MPa
Coesão do maciço*	1 MPa
Ângulo de atrito do maciço*	68º
Módulo de elasticidade (Maciço)*	20000 MPa
Ângulo de atrito das descontinuidades	31º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

Resumo das características geotécnicas:

Litologia: gnaisse pouco alterados (W2-W3)

Escavabilidade: escavação com recurso a explosivos

Capacidade portante: muito alta

Classificação:

GTR (LCPC/SETRA): Rochas magmáticas e metamórficas de dureza média: R62.

CE (EP 1998): Rochas magmáticas e metamórficas de dureza média B (b)

Reutilização: pedrapleno, após britagem como tout-venant e, eventualmente, em betuminosos

3.5.1.11. Rocha decomposta muito alterada (G_N W4-W5)

Estas unidades apresentam-se com um elevado grau de alteração, estimando-se que serão escaváveis mediante ripper.

Apresentam-se como gnaisse muito alterados e intensamente fracturados.

Esta unidade aparece superficialmente em zonas pontuais do traçado, estando normalmente coberta por uma camada de solo de alteração com espessura variável, correspondente ao nível anteriormente descrito. Em profundidade está limitada pelo maciço rochoso menos alterado (W2-W3).

A mesma foi detectada em todas as sondagens e perfis sísmicos nos quais nem sempre se registou o seu limite em profundidade. As espessuras estimadas oscilam entre 1,50 e mais de 10 m.

Os perfis sísmicos indicam espessuras superiores às detectadas nas sondagens. Considerou-se como limite, para estabelecer o contacto entre este nível e a rocha sã, uma velocidade entre 2000-2600 m/s. A mesma velocidade que coincide com o limite de ripabilidade.

Realizaram-se alguns ensaios SPT sobre esta unidade, nos quais se obtiveram “negas” em todos os casos.

Assim sendo, não é possível determinar o índice RMR rigorosamente, por isso para estimar o índice GSI foi considerado que o maciço é de Classe IV (21<RMR<40) pelo que se atribuiu um valor de 25 para o índice GSI.

Estimativa de parâmetros resistentes do maciço rochoso

A partir dos dados expostos, foram estimados os parâmetros deste maciço rochoso, reflectidos no seguinte quadro:

	RMR estimado	σ_{ci} Mpa	GSI	m_i	D
Rocha muito alterada (W4)	40-21	100	25	28	0,7

Quadro 3-56. Rocha muito alterada (W4): parâmetros do maciço rochoso

Não se dispõe de ensaios de resistência á compressão simples em rocha. O valor mais desfavorável obtido nas estações geomecanicas, é de 100 MPa. Por isso os parâmetros do maciço rochoso foram estimados com um valor de σ_c =100 MPa, que corresponderia ao limite entre a rocha de grau III e IV.

Posteriormente estabeleceu-se um intervalo de valores para rocha alterada em que os valores obtidos a partir desta analise correspondem ao limite superior e considerou-se como limite inferior valores aproximados aos obtidos para o caso de solo residual. **(quadro 3-58)**.

A partir destes parâmetros estimaram-se valores representativos da coesão e ângulo de atrito do maciço rochoso, aplicando o critério de Hoek e Brown, através do programa RocLab da Rocscience.

Para o efeito, foi considerado um nível tensional equivalente a uma escavação de 7m de altura, que representam as alturas características do traçado.

	c'	φ	E
	MPa	**º**	**MPa**
Rocha muito alterada (W4)	0,09	56	1500

Quadro 3-57. Rocha muito alterada (W4): ajuste de Hoek e Brown

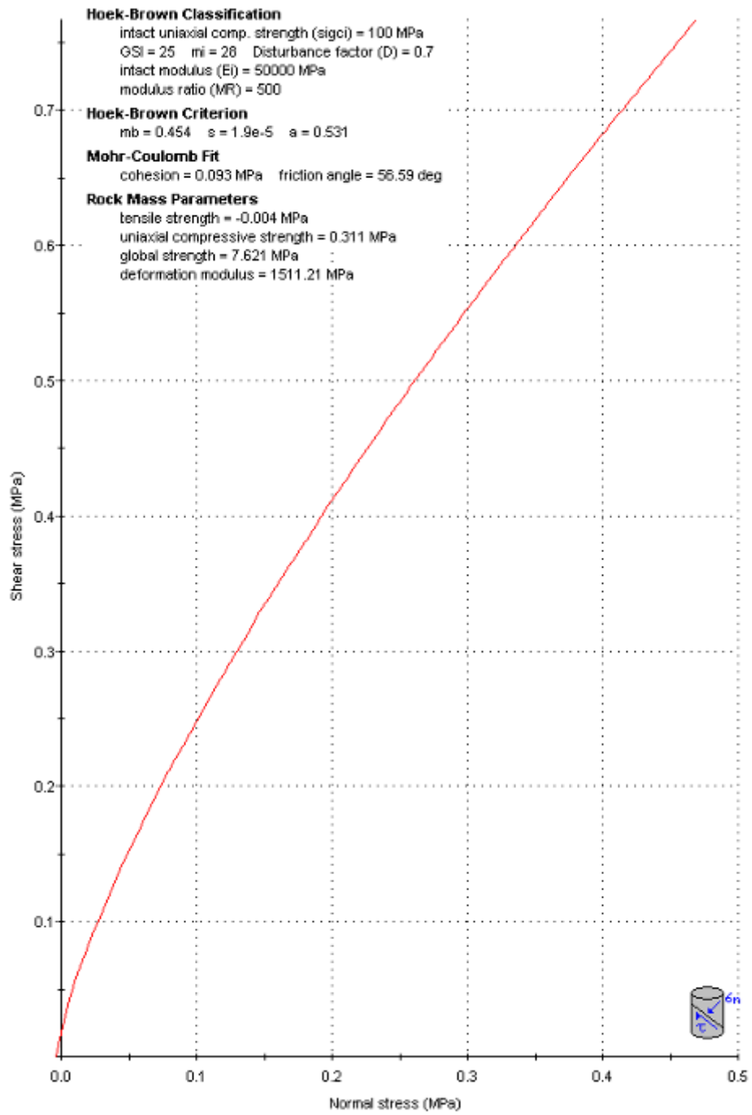


Figura.3-20. Rocha muito alterada (W4): resultados Roclab

Resumo de parâmetros adoptados

A este material são atribuídos os seguintes parâmetros geotécnicos:

Peso específico aparente	27,0 kN/m^3
Resistência à compressão simples	100 MPa
Coesão do maciço*	0,09 MPa
Ângulo de atrito do maciço*	56º
Módulo de elasticidade (Maciço)*	1500 MPa
Ângulo de atrito das descontinuidades	31º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

Litologia: gnaisse muito alterados (W4-W5)

Escavabilidade: ripável

Capacidade portante: de média a muito alta

Classificação: CE (EP 1998): Rochas Magmáticas e Metamórficas Fragmentáveis ou alteráveis

Reutilização: solo-enrocamento

3.5.2. Resumo de parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos correspondentes a cada unidade diferenciada, apresentam-se no seguinte quadro resumo:

MATERIAL	U.L.	γ (kN/m^3)	c (kPa)	ϕ (º)	E (MPa)	$c_{desc.}$ (kPa)	ϕdesc. (º)
Areias soltas com calhaus	Qal	18	5	29	20	-	-
Areia siltosa com fragmentos de rocha decomposto	Solo Residual (W5)	19	10	32-35	80-150	-	-
Quartzodioritos e tonalitos muito alterados (W4-W5)	QDT (W4-W5)	27	30-63	35-44	150-245	0	26,5
Quartzodioritos e tonalitos sã (W2-W3)	QDT (W2-W3)	27	900	67	11000		
Xistos muito alterados (W4-W5)	M_{O-C+M} e M_{O-MX} (W4-W5)	26	30-50	32-34	150-245	0	32
Xistos sã (W2-W3)	M_{O-C+M} e M_{O-MX} (W2-W3)	26	200	50	1500		
Gnaisses muito alterados (W4-W5)	G_N (W4-W5)	27	30-90	35-56	150-1500	0	31
Gnaisses sã (W2-W3)	G_N (W2-W3)	27	1000	68	20000		

Quadro 3-58 Quadro resumo de parâmetros

3.6. NÍVEL FREÁTICO

A posição do nível freático foi comprovada a partir das sondagens realizadas ao longo do traçado. O mesmo foi detectado nos reconhecimentos e às profundidades seguintes:

DESIGNAÇÃO	NÍVEL FREÁTICO	
	DATA	PROFUNDIDADE (m)
PS-E-00.01-S1	15/09/2009	-
PS-E-00.01-S2	14/09/2009	-
PS-E-00.01-S3	14/09/2009	-
PSCF-E01.01-S1	14/09/2009	3,20
PSCF-E01.01-S2	14/09/2009	-
VI-E 02.01-S1	15/10/2009	-
VI-E 02.01A-S1	10/05/2010	3,90
VI-E 02.01-S2	14/10/2009	1,80
VI-E 02.01A-S2	11/05/2010	3,50
VI-E 02.01-S3	13/10/2009	1,90
VI-E 02.01A-S3	06/05/2010	2,10
VI-E 02.01-S4	12/12/2009	2,00
VI-E 02.01A-S4	05/05/2010	1,80
VI-E 02.01-S5	08/10/2009	2,20
VI-E 02.01A-S5	04/05/2010	2,50
VI-E 02.01-S6	08/10/2009	2,10
	14/10/2009	1,50
	05/11/2009	1,56
	14/01/2010	á cota do terreno
VI-E 02.01-S7	09/10/2009	2,00
VI-E 02.01-S8	12/10/2009	2,10
PS-E-04.01-S1	16/09/2009	2,00
PS-E-04.01-S2	15/09/2009	1,20
PS-E-04.01-S3	16/09/2009	2,20
PS-E-04.02-S1	16/09/2009	-
PS-E-04.02-S2	16/09/2009	-
PS-E-04.02-S3	16/09/2009	1,70
PS-E-05.01-S1	17/09/2009	-
PS-E-05.01-S2	18/09/2009	-
PS-E-05.01-S3	21/09/2009	-
PS-E-05.01-S1R	18/03/2010	-
PS-E-05.01-S2R	17/03/2010	14,10
PS-E-05.01-S3R	17/03/2010	-
SE-5,17	18/09/2009	-
SE-6,49	29/09/2009	-
VI- E 08.01-S1	06/10/2009	-
VI- E 08.01-S2	02/10/2009	-
VI- E 08.01-S3	01/10/2009	-
PS-E-10.01-S1	10/09/2009	-
PS-E-10.01-S2	10/09/2009	-
PS-E-10.01-S3	10/09/2009	5,50
PA-E-10.01-S1R	17/03/2010	3,90
PSCF-E-11.01-S1	10/09/2009	-
PSCF-E-11.01-S2	10/09/2009	-
PS-E-12.01-S1	07/09/2009	-
PS-E 12.01-S1R	14/05/2010	-
PS-E 12.01-S2R	14/05/2010	-
PS-E-12.01-S2	08/09/2009	-
PS-E-12.01-S3	08/09/2009	-
PS-E-12.02-S1	08/09/2009	-
PS-E-12.02-S2	08/09/2009	-
PS-E-12.02-S3	08/09/2009	-
PI-E-16,01-S1	05/09/2009	4,40
	10/09/2009	4,40
	15/09/2009	4,00
	15/10/2009	4,00
	05/11/2009	4,39
	14/01/2010	3,10
PI-E-16,01-S2	03/09/2009	4,50
PI-E-17.01-S1	03/09/2009	3,20
	04/09/2009	3,20
	10/09/2009	3,25
	16/09/2009	3,20
	16/10/2009	3,20
PI-E-17.01-S2	03/09/2009	-
PS-E-19.01-S1	23/09/2009	2,00
PS-E-19.01-S2	02/09/2009	3,00
	03/09/2009	1,60
	04/09/2009	1,60
	10/09/2009	1,70
	16/09/2009	1,66

DESIGNAÇÃO	NÍVEL FREÁTICO	
	DATA	PROFUNDIDADE (m)
	22/09/2009	1,70
	16/10/2009	1,71
PS-E-19.01-S3	02/09/2009	2,00
PI-E-20.01-S1	01/09/2009	2,00
PI-E-20.01-S2	03/09/2009	1,30
	04/09/2009	1,30
	10/09/2009	1,35
	16/09/2009	1,26
	16/10/2009	1,20
	05/11/2009	1,05
	14/01/2010	0,50
PS-E-22.01-S1	01/09/2009	-
PS-E-22.01-S2	01/09/2009	-
PS-E-22.01-S3	01/09/2009	-
PS-E-23.01-S1	27/08/2009	-
PS-E-23.01-S2	27/08/2009	-
PS-E-23.01-S3	27/08/2009	-

Quadro 3-59 Nível freático

Nas formações aluvionares, com espessuras compreendidas entre os 2,00 e os 4,00 m, verificam-se profundidades dos níveis de água próximas dos 2,00 m. Com excepção para o piezómetro PI-E-20.01-S2, que apresenta níveis de água próximos de 1,30 m.

Os níveis de água nas formações intrusivas situam-se de igual modo, próximo dos 2,00 m de profundidade. Enquanto que nas formações migmatíticas, os níveis de água situam-se entre os 3,20 e os 4,50 m de profundidade.

Para a formação dos “Xistos de Moura”, apenas foi observado um nível de água, na sondagem PS-E-10.01-S3, a uma profundidade superior às anteriores, cerca de 5,50 m.

As medições efectuadas, foram realizadas essencialmente durante a época estival, ou seja durante os meses mais secos do ano. Deste modo, é espectável que o nível freático se situe a menor profundidade durante os meses de Inverno, mais pluviosos.

Para reduzir os efeitos da água nos pedraplenos que foram projectados ao longo do lanço, no capitulo 4.4 definem-se as medidas de carácter geral e particular para a construção dos pedraplenos nas proximidades dos cursos de água ou possíveis zonas com níveis saturados do nível freático superficiais

4. TERRAPLENAGENS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo caracterizam-se geotecnicamente os materiais ocorrentes ao longo do traçado e apresentam-se as especificações construtivas dos trabalhos de terraplenagens que têm por base a análise e interpretação dos dados geológicos e geotécnicos recolhidos durante o reconhecimento de superfície, campanhas de prospecção e bibliografia consultada.

Este capítulo inclui considerações e/ou especificações relacionadas com a espessura da terra vegetal, escavabilidade dos terrenos, geometria dos taludes de escavação e de aterro, condições de fundação dos aterros, drenagem, materiais de construção e ainda métodos construtivos dos aterros e das escavações.

O traçado consta de 23,208 km; dos quais nos últimos 849,07m não existe nenhuma actuação mantendo-se as características da via existente. Desenvolve-se desde a ligação com a auto-estrada A-6 até à ligação com o lanço G: IP-2-S.Manços / Beja. Esta extensão atravessa zonas de relevo abrupto. A topografia varia entre as cotas 230 e 290 de forma algo irregular, em função dos vales (Ribeira do Freixo e Rio do Degebe, entre outros) e relevos montanhosos que atravessam o lanço, até cerca do p.k. 15+000. A partir desse ponto a topografia suaviza e vai diminuindo de cota suavemente desde os 240 até aos 200m no final do lanço, com excepção de algum pequeno relevo e zona de inundação existentes. Os aterros e escavações previstas apresentam alturas máximas de 13,00 e 23,00 m, respectivamente (considerando o eixo do traçado).

Neste capítulo também se caracterizam geotecnicamente os materiais ocorrentes nos três Nós projectados neste lanço, apresentando as especificações construtivas dos trabalhos de terraplenagens para cada um. Os três nós projectados são os seguintes:

Nó de ligação	p.k.	Ramos	Rotundas
Nó de Vale de Figueiras	0+590	A/B/C/D/E/F/G (7)	2
Nó da Fonte Boa do Degebe	4+740	A/B/C/D/E/F/G (7)	2
Nó do Monte de Pinheiros	12+200	A/B/A+B/C/D/E/F (7)	1

Nos capítulos seguintes, analisam-se todos os aspectos relativos à estabilidade de taludes para ambas obras de terra, indicando a metodologia de cálculo utilizada e aspectos construtivos inerentes. De seguida, faz-se referência às espessuras de decapagem e saneamento a realizar.

4.2. DECAPAGEM.

A acção dos agentes hidroclimáticos sobre os horizontes geológicos existentes resultaram na formação de um horizonte de solos orgânicos, cuja presença é praticamente constante ao longo de todo o traçado. Nos poços realizados foram denominados de solo de cobertura e estão constituídos maioritariamente por areia siltosa.

Os trabalhos de decapagem a prever durante as terraplenagens deverão associar fundamentalmente, a limpeza superficial, desmatação e desenraizamento das espécies arbóreas. Para efeitos de estimação, são consideradas as espessuras detectadas em poços, reflectidas no **Quadro 4-1.**

Prospecção Geotécnica Realizada		Espessura terra vegetal	Descrição
Desc.	km	(m)	
PE-0,24	0+240	0,5	Areia siltosa castanha
PE-0,65	0+650	0,5	Areia siltosa castanha
PE-1,44	1+435	0,5	Areia siltosa castanha
PE-1,84	1+845	0,5	Areia siltosa castanha
PE-2,17	2+185	0,8	Areia siltosa castanha
PE-2,58	2+585	0,6	Areia siltosa castanha clara
PE-3,34	3+355	0,6	Areia siltosa castanha clara
PE-3,67	3+685	0,7	Areia siltosa castanha
PE-4,03	4+045	0,8	Areia argilosa castanha a castanha escura
PE-5,03	5+030	0,3	Areia silto-argilosa castanha
PE-5,22	5+220	0,3	Areia silto-argilosa castanha
PE-5,56	5+550	0,3	Areia siltosa castanha
PE-5,64	5+640	0,6	Areia siltosa castanha
PE-5,88	5+870	0,6	Areia siltosa castanha
PE-6,62	5+595	0,3	Areia siltosa castanha
PE-6,91	6+890	0,2	Areia siltosa castanha
PE-7,30	7+270	0,3	Areia silto-argilosa castanha escura
PE-7,84	7+820	0,4	Areia silto-argilosa castanha
PE-11,55	11+515	0,9	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-12,18	12+135	0,5	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-12,82	12+780	0,7	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-13,11	13+075	0,6	Areia siltosa castanha a cinzento claro
PE-14,18	14+140	0,6	Areia siltosa casta a cinzenta
PE-14,91	14+880	0,7	Areia argilosa, cinzenta escura
PE-16,47	16+440	0,6	Areia siltosa casta a cinzenta
PE-17,35	17+300	0,7	Areia siltosa compacta, castanha clara
PE-18,33	18+280	0,9	Areia siltosa compacta, castanha clara
PE-18,83	18+810	0,9	Areia siltosa compacta, cinzenta
PE-20,37	20+340	0,8	Areia siltosa, castanha clara
PE-21,30	21+270	0,4	Areia siltosa acastanhada
PE-22,18	22+145	0,4	Areia silto-argilosa acastanhada
PE-23,03	23+000	0,6	Areia siltosa cinzenta clara
PE-23,51	23+460	0,7	Areia siltosa cinzenta clara

Quadro 4-1.Espessura do solo de cobertura detectado nos poços.

No **quadro 4-2**. apresentam-se as prospecções utilizadas para avaliar as espessuras de decapagem em cada um dos nós:

	Prospecção Geotécnica Realizada		Espessura terra vegetal	Descrição
	Desc.	km	(m)	
Nó da Vale Figueiras	PE-0,65	0+650	0,5	Areia siltosa castanha
Nó da Fonte Boa do Degebe	PE-5,03	5+030	0,3	Areia silto-argilosa castanha
Nó do Monte de Pinheiros	PE-12,18	12+135	0,5	Areia siltosa castanha a cinzento claro

Quadro 4-2. Espessura do solo de cobertura detectado nos poços na zona de cada nó

As espessuras médias de terra vegetal para cada Nó apresentam-se no seguinte quadro:

Nó de ligação	Espessura média terra vegetal (m)
Nó da Vale Figueiras	0,5
Nó da Fonte Boa do Degebe	0,5
Nó do Monte de Pinheiros	0,6

Quadro 4-3. Espessuras médias

Através dos quadros anteriormente referidos 4-1 e 4-2, pode-se observar que as espessuras de decapagem variam entre 20 e 90 cm.

Em qualquer caso, os trabalhos de decapagem devem alcançar as litologias geológicas naturais, mesmo que para isso não se cumpram as espessuras médias indicadas.

4.3. ESCAVAÇÕES

4.3.1. Introdução

Neste capítulo analisam-se as escavações a realizar ao longo do traçado.

Será analisada a sua estabilidade a partir dos dados obtidos nas prospecções realizadas em cada escavação: estações mecânicas, sondagens, ensaios de laboratório e refracção sísmica de superfície.

No **quadro 4-4** apresenta-se a denominação adoptada a cada escavação, entre que Kms se situam, a sua altura máxima e em que km se verifica, e que unidade intersecta.

Posteriormente, no **quadro 4-5** apresenta-se um resumo com os principais dados geométricos das escavações previstas em cada nó.

Escavação	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		Prospecc, Nº	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA
				Eixo (m)	P.K.			
1	0+000	0+850	850	6,20	0+680	PE-0.24	0+232	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
						PS-E-00.01-S1	0+587	
						PS-E-00.01-S2	0+587	
						PS-E-00.01-S3	0+587	
						PE-0.65	0+650	
						GE-0.65	0+610-0+670	
2	3+145	3+790	645	6,83	3+595	GE-3.23	3+215-3+275	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
						PE-3.34	3+355	
						GE-3.57	3+560-3+620	
						PE-3.67	3+680	
3	4+655	4+720	65	1,80	4+690			$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
4	4+880	5+305	425	**8,30**	5+025	GE-5.01	4+985-5+045	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
						PE-5.03	5+030	
						SE-5.17	5+170	
						GE-5.20	5+170-5+230	
						PE-5.22	5+220	
5	5+450	5+725	275	**8,70**	5+546	GE-5.56	5+500-5+560	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
						PE-5.56	5+540	
						GE-5.57	5+510-5+570	
						PS-E-05.01-S1	5+615	
						PS-E-05.01-S2	5+615	
						PS-E-05.01-S3	5+615	
						PS-E-05.01-S1	5+615	
						PS-E-05.01-S2	5+615	
						PS-E-05.01-S3	5+615	
						PE-5.64	5+635	
						GE-5.65	5+640	
6	5+830	5+930	100	3,10	5+885	PE-5.88	5+874	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
7	6+085	6+160	75	2,40	6+135			M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
8	6+230	6+780	550	**8,30**	6+570	GE-6.38	6+330-6+390	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos,
						SE-6.49	6+465	

Escavação	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		Prospecc, Nº	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA
				Eixo (m)	P.K.			
						GE-6.54	6+520	corneanas e anfibolitos
						PE-6.62	6+598	
9	6+815	6+950	135	2,70	6+900	PE-6.91	6+892	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
10	7+210	7+280	70	1,70	7+240	PE-7.30	7+268	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
11	7+320	7+430	110	4,53	7+475	GE-7.40	7+335-7+395	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
12	7+665	7+970	305	**8,00**	7+900	GE-7.84	7+785-7+845	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
						PE-7.84	7+820	
						GE-7.92	7+870-7+930	
13	8+195	8+480	285	**8,00**	8+430	PE-8.38	8+355	MO-MX: micaxistos
						GE-8.45	8+375-8+435	
						VI-E-08.02-S1	8+470	
14	8+690	9+095	405	**13,00**	8+930	GE-8.94	8+880-8+940	MO-MX: micaxistos
						PE-8.98	8+950	
						GE-9.02	8+950-9+010	
15	9+140	10+580	1440	**25,00**	10+000	PS-E-09.01-S1	9+462	M_{O-MX}: micaxistos / M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos
						PS-E-09.01-S2	9+462	
						PS-E-09.01-S3	9+462	
						GE-9.95	9+895-9+955	
						SE-10.05	10+010	
						PE-10.10	10+060	
						GE-10.18	10+115-10+175	
						PE-10.23	10+205	
						GE-10.30	10+265	
						PS-E-10.01-S1	10+538	
						PS-E-10.01-S2	10+538	
						PS-E-10.01-S3	10+538	
16	12+405	13+405	1000	**7,00**	12+990	PE-12.82	12+780	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / Q_{XP}: aterro antrópico compactado
						GE-12.84	12+795	
						PS-E-12.02-S1	12+907	
						PS-E-12.02-S2	12+872	
						PS-E-12.02-S3	12+847	
						GE-13.03	12+975	

Escavação	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		Prospecc, Nº	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA
				Eixo (m)	P.K.			
						PE-13.11	13+073	
17	13+670	14+595	925	5,40	13+875	GE-13.89	13+820-13+880	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
						PE-14.18	14+140	
18	15+070	15+130	60	0,50	15+090			$Q_{D/T}$: Quartzo-Dioritos , Tonalitos
19	18+945	19+010	65	0,30	18+960			$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
20	20+445	20+585	140	3,10	20+510			$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
21	21+415	21+445	30	0,20	21+430			$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
22	21+665	21+700	35	0,20	21+680			$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos
23	22+020	22+130	110	0,20	22+060			QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado
24	22+215	22+358	143	0,40	22+310	PS-E-22.01-S1	22+225	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado
						PS-E-22.01-S2	22+225	
						PS-E-22.01-S3	22+225	
						GE-22.26	22+200-22+260	

Quadro 4-4. Escavações projectadas ao longo do traçado

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA
					$H_{máx}$ (m)	P.K.	
Nó da Vale Figueiras	RAMO A	0+000	0+150	150	3,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO B	0+040	0+251	211	4,00	0+110	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO C	0+005	0+203	198	3,50	0+100	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO D	0+105	0+265	160	4,00	0+220	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO G	0+030	0+135	105	2,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+200	0+315	115	4,50	0+265	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+658	0+759	101	2,20	0+670	QXP: Aterro antrópico compactado
Nó da Fonte Boa do Degebe	RAMO B	0+105	0+255	150	7,50	0+255	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO C	0+000	0+150	150	7,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO E	0+030	0+110	80	2,00	0+070	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+175	0+253	78	0,50	0+185	QXP: Aterro antrópico compactado
Nó do monte de Pinheiros	RAMO A+B	0+080	0+140	60	0,20	0+120	GN: Gneises graníticos e migmatíticos
		0+330	0+385	55	0,30	0+365	
		0+690	0+740	50	0,80	0+715	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO D	0+160	0+180	20	0,40	0+170	GN: Gneises graníticos e migmatíticos
		0+220	0+247	27	1,00	0+247	GN: Gneises graníticos e migmatíticos
	RAMO E	0+055	0+089	34	0,20	0+070	QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO F	0+085	0+120	35	0,50	0+120	QXP: Aterro antrópico compactado

Quadro 4-5. Resumo de escavações nos nós projectados

Quando se analisa a estabilidade das escavações, deve se diferenciar entre eles os que se vão executar em rocha ou em solo, já que a análise de estabilidade será realizada de forma distinta. Do ponto de vista litológico, consideram-se dois tipos de escavações: as executadas em rocha e as escavadas em solo de alteração.

A altura máxima das escavações executadas em rocha é de 25,00 m, nas quais, de uma forma geral, quando os taludes são executados sobre rocha sã ,adopta-se inclinações 1V/1H. Superficialmente, quando a rocha se encontra alterada (W5) os taludes serão escavados com uma inclinação de 2V/3H.

Serão analisados de forma pormenorizada as escavações de maior altura (superior a 7 m), sombreadas a cinzento no quadro anterior. As restantes escavações são consideradas estáveis, caso se verifique a estabilidade no anteriormente definido.

4.3.1.1. Estabilidade das escavações

Com base na informação obtida dos taludes inventariados, nas estações geomecânicas realizadas, assim como nos resultados da campanha geotécnica executada, será realizado uma análise prévia dos perfis de escavação nas escavações.

Foram inventariados 8 taludes correspondentes a estradas e linhas de caminhos-de-ferro próximas do lanço, preferencialmente nas que se encontram afectadas por litologias idênticas às intersectadas no lanço em estudo. No **Quadro 4.6** apresenta-se um resumo da informação obtida desse inventário. Como se pode observar, as diferentes formações rochosas afectadas pelo lanço apresentam uma excelente estabilidade para taludes de elevada pendente, em geral superiores a 75º, ainda que em estado alterado (W5) apresentam ângulos inferiores a 40º.

Também, foram realizadas 17 estações geomecânicas na envolvente da zona de estudo. Resume-se no **Quadro 4-7** os dados obtidos, estabelecendo-se da maneira geral a qualidade do maciço rochoso (RMR).

TALUDE	LOCALIZAÇÃO	P.K. APROX.	P.K. (DISTANCIA AO EIXO,m)	COORDENADAS		LITOLOGIA	ALTURA TALUDE	COMPRIMENTO (m)	BERMAS	PENDENTE(º)	DIR. TALUDE	VALETA		ESTABILIDADE GERAL	OBSERVAÇÕES
				X	Y							Tipo	Dimensões		
AT-1	Linha-férrea	11+600	160	25327,58	-123766,71	Gnaisse, W4-5	3,0m	250	Sim	80	120	Não	_	Média	Rotura vertical, queda de cunhas e seixos, fendas de blocos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -2	Estrada de acesso às portagens da Brisa (Évora nascente)	0+300	80	24398,87	-114011,18	Tonalito	2,5m	100	Sim	35	0	-	_	Boa	Queda de blocos e seixos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -3	Barragem agrícola	5+150	120	26425,43	-118459,99	Tonalito	5,5m	30	Não	80	122	Não	_	Média	Fendas de blocos, queda de blocos médios, erosão diferencial, depósitos de material argiloso, alteração superficial
AT -4	Linha-férrea	1+750	350	24729,04	-115597,63	Tonalito(W5)	2,0m	100	Não	50	56	Não	_	Má	Rotura de base, escorregamentos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial e alteração superficial
AT -5	Norte da N18	13+900	50	26451,02	-125507,18	Gnaisse (W5)	3,0m	50	Não	40	126	Sim	0,5 x 0,4	Má	Queda de seixos, sulcos e ravinas, escorregamentos, depósitos de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -6	Sul da N18	13+150	30	25750	-125092,86	Gnaisse (W5)	3,0m	40	Não	25	132	Sim	0,7 x 0,5	Má	Sulcos e ravinas, escorregamentos, depósitos de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -7	Sul da estrada paralela à N18	22+250	120	33194,15	-130309,87	Tonalito com veios de quartzo (W5)	6,0m	80	Não	30 - 45	130	Sim	1 x 2	Média-má	Queda de blocos e seixos, escorregamentos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial
AT -8	Oeste do IP2	22+750	250	33718,75	-130699,31	Tonalito com veios de quartzo (W5)	4,5m	100	Não	40	164	Sim	1,5 x 0,8	Média-má	Queda de blocos e seixos, escorregamentos, depósitos de vertentes e de material argiloso, erosão diferencial, alteração superficial

Quadro 4-6. Inventário de Taludes.

ESTAÇÕES GEOMECÂNICAS

ESTAÇÃO	DISTÂNCIA AO EIXO(m)	LOCALIZAÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO	P.K. APROX.	COORDENADAS		LITOLOGIA	OBSERVAÇÕES
				X	Y		
GM-E01	30	Vertente Direita	4+650	26314,71	-117900,99	Tonalito(QD/T)	RMR de 82, Qualidade Muito boa
GM-E02	70	Vertente Direita	0+700	24615,95	-114373,77	Tonalito(QD/T)	RMR de 60, Qualidade Media
GM-E03	20	Vertente Direita	8+100	25045,77	-120592,11	Corneana, Formação de Xistos de Moura(Mo-c+M)	RMR de 75, Qualidade Boa
GM-E04	50	Vertente Direita	2+825	25479,03	-116319,32	Tonalito(QD/T)	RMR de 57, Qualidade Media
GM-E05	75	Eixo	16+000	28116,65	-126704,13	Tonalito, W2, F2.(QD/T)	RMR de 76, Qualidade Boa
GM-E06	100	Vertente Direita	17+560	29300,5	-127722,43	Gnaisse, W2, F3(GN)	RMR de 76, Qualidade Boa
GM-E07	5	Vertente Esquerda	20+450	31647,18	-129420,01	Tonalito, W2, F2(QD/T)	RMR de 69, Qualidade Boa
GM-E08	75	Vertente Esquerda	22+850	33520,6	-130838,28	Tonalito, W2-3, F2-3(QD/T)	RMR de 68, Qualidade Boa
GM-E09	50	Vertente Direita	23+025	33536,97	-131045,74	Quartzo-Diorito, W2, F3-4(QD/T)	RMR de 68, Qualidade Boa
GM-E10	750	Vertente Esquerda	11+100	25597,12	-122941,62	Micaxisto, com veios de Quartzo, W3, F4-5 Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR de 53, Qualidade Media
GM-E11	350	Vertente Esquerda	10+550	24995,37	-122600,92	Micaxisto, de cor castanha, com laivos avermelhados, W3-4, F4-5. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 54, Qualidade Media
GM-E12	5	Vertente Direita	10+600	24678,01	-122771,81	Xistos Bandados (Metapsamitos), de cor clara, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 74, Qualidade Boa
GM-E13	80	Vertente Esquerda	10+400	24682,78	-122588,01	Xistos Bandados (Metapsamitos), de cor clara, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 64, Qualidade Boa
GM-E14	5	Eixo	10+360	24569,97	-122513,11	Anfibolito, de cor negra, com foliação, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 75, Qualidade Boa
GM-E15	120	Vertente Esquerda	5+650	26769,98	-118885,93	Anfibolito, de cor negra, com foliação, com veios de quartzo, W3, F3. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 59, Qualidade Media
GM-E16	250	Vertente Esquerda	16+450	28676,4	-126690,44	Gnaisse migmatítico, de cor clara, W2, F2	RMR 84, Qualidade Muito boa
GM-E17	20	Vertente Direita	11+420	25024,25	-123557,67	Micaxisto, de cor castanha, com laivos acinzentados, W3, F4-5. Formação de Xistos de Moura(Mo-c+m)	RMR 54, Qualidade Media

			GME01		GME02		GME03		GME04		GME05		GME06		GME07		GME08	
			LITOLOGÍA	QD/T	LITOLOGÍA	QD/T	LITOLOGÍA	Mo-mx	LITOLOGÍA	QD/T	LITOLOGÍA	QD/T	LITOLOGÍA	GN	LITOLOGÍA	QD/T	LITOLOGÍA	QD/T
			VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO
RMR 1	Resistência à compressão simples (MPa)		100-250	12	25-50	4	100-250	12	5-25	2	100-250	12	100-250	12	100-250	12	100-250	12
RMR 2+3	Descontinuidades por metro		1	34	5	27	4	28	3	29	3	29	6	26	2	31	3	29
RMR 4	Estado das descontinuidades	Continuidade	1-3 m	4	<1 m	6	1 - 3 m	4	3 - 10 m	2	1-3 m	4	<1 m	6	3-10 m	2	1-3 m	4
		Abertura	<0,1mm	5	1-5 mm	1	< 0,1mm	5	1 - 5 mm	1	<0,1 mm	5	<0,1 mm	5	>5 mm	0	1-5 mm	1
		Rugosidade	Quase liso	1	Quase liso	1	Quase liso	1	Quase liso	1	Quase liso	1	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Quase liso	1
		Preenchimento	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Nenhum	6	Duro com espessura <5 mm	4	Mole com espessura < 5 mm	2
		Meteorização	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3
RMR 5	Presença de água		seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15
RMR			**80**		**59**		**74**		**55**		**75**		**76**		**70**		**67**	
CLASSE DO MACIÇO			**I**		**III**		**II**		**III**		**II**		**II**		**II**		**II**	
QUALIDADE DO MACIÇO			**Muito boa**		**Média**		**Boa**		**Média**		**Boa**		**Boa**		**Boa**		**Boa**	

			GME09		GME10		GME11		GME12		GME13		GME14		GME15		GME16		GME17	
			LITOLOGÍA	QD/T	LITOLOGÍA	Mo-c+m	LITOLOGÍA	Mo-c+m	LITOLOGÍA	Mo-c+m	LITOLOGÍA	Mo-c+m	LITOLOGÍA	Mo-c+m	LITOLOGÍA	Mo-c+m	LITOLOGÍA	G_N	LITOLOGÍA	Mo-c+m
			VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO	VALOR	PONTUAÇÃO
RMR 1	Resistência à compressão simples (MPa)		100-250	12	25-50	4	50-100	7	100-250	12	100-250	12	100-250	12	50-100	7	> 250	15	50-100	7
RMR 2+3	Descontinuidades por metro		9	23	17	16	16	17	9	23	12	20	9	23	17	16	2	31	18	15
RMR 4	Estado das descontinuidades	Continuidade	<1 m	6	1-3 m	4	< 1 m	6	< 1 m	6	< 1 m	6	< 1 m	6	1-3 m	4	1-3 m	4	< 1 m	6
		Abertura	<0,1 mm	5	<0,1 mm	5	1-5 mm	1	<0,1 mm	5	1-5 mm	1	<0,1 mm	5	<0,1 mm	5	<0,1 mm	5	1-5 mm	1
		Rugosidade	Quase liso	1	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Quase liso	1	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3	Ligeiramente rugoso	3
		Preenchimento	Mole com espessura < 5 mm	2	Mole com espessura < 5 mm	2	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2	Nenhum	6	Nenhum	6	Nenhum	6	Mole com espessura < 5 mm	2
		Meteorização	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	Ligeiro	5	Ligeiro	5	Ligeiro	5	Moderado	3	Ligeiro	5	Ligeiro	5
RMR 5	Presença de água		seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15	seco	15
RMR			**67**		**52**		**54**		**73**		**64**		**75**		**59**		**84**		**54**	
CLASSE DO MACIÇO			**II**		**III**		**III**		**II**		**III**		**II**		**III**		**I**		**III**	
QUALIDADE DO MACIÇO			**Boa**		**Média**		**Média**		**Boa**		**Média**		**Boa**		**Média**		**Muito boa**		**Média**	

Quadro 4-7. Estações geomecânicas.

O substrato rochoso existente na zona de estudo é constituído por quatro litologias de diferente origem, mas com semelhante comportamento geomecânico. Foram realizadas Estações Geomecânicas em três delas ($Q_{D/T}$, M_{O-C+M} e G_N),o que permitiu a analisar de forma geral o sistema de diaclases e as características das descontinuidades de cada uma delas. Não se realizaram estações geomecânicas na unidade M_{O-MX}, porque não se teve permissão para aceder ás propriedades onde afloram estes materiais, mais próximas ao eixo do lanço.

Os Quartzo-dioritos e os tonalitos da unidade geotécnica $Q_{D/T}$ apresentam quatro famílias de descontinuidades predominantes. A primeira família apresenta uma orientação média de 045/81º, com um espaçamento geralmente de 0,06-0,2 m e com uma baixa continuidade. A segunda família apresenta uma orientação média de 326/57º, com um espaçamento variável e continuidade, geralmente, baixa. Uma terceira família apresenta uma orientação média de 126/13º, com um espaçamento variável e uma continuidade média-baixa. Foi encontrada ainda uma quarta família de orientação 126/70º, com um espaçamento de 0,2-0,6 m e continuidade média-baixa. A **Figura 4-1** apresenta o gráfico obtido mediante o programa DIPS a partir das descontinuidades medidas nas estações geomecânicas realizadas na unidade $Q_{D/T}$.

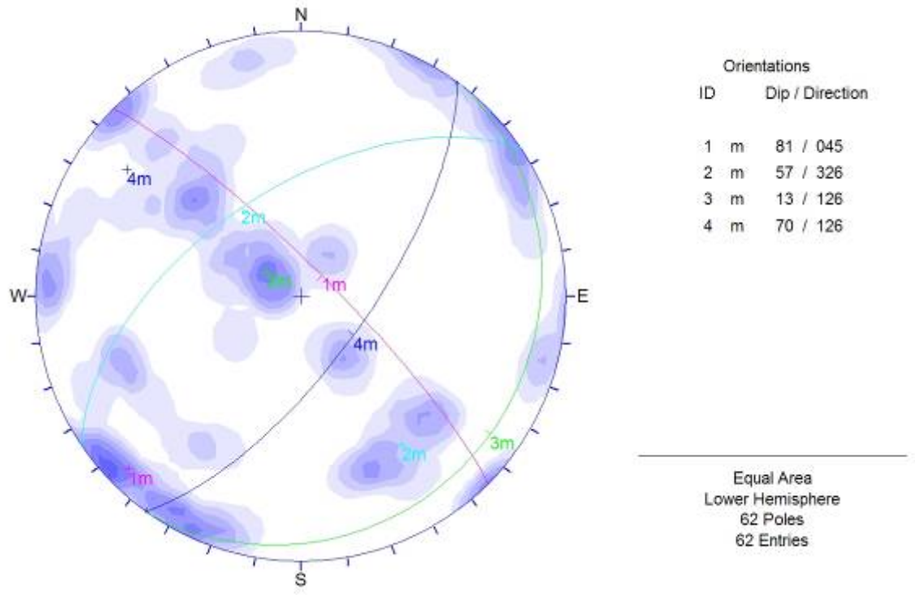


Figura 4-1. Gráfico DIPS para as descontinuidades da unidade geotécnica $Q_{D/T}$.

Na unidade geotécnica M_{O-C+M}, constituída por xistos quartzo feldespáticos, anfibolitos e corneanas, realizaram-se 8 estações geomecânicas. Com base nelas foram definidas as famílias de descontinuidades presentes nesta formação. Ocorrem quatro famílias de descontinuidades, juntamente com a xistosidade. A primeira, que representa a orientação principal de xistosidade, apresenta uma orientação média de 230/54º, com um espaçamento menor de 0,06 m e uma continuidade média-baixa. Ocorre uma segunda família de juntas com uma orientação média de 110/34º, com um espaçamento variável, ainda que geralmente menor de 0,06 m e uma continuidade baixa. Uma terceira família de juntas apresenta orientação média de 045/67º, com um espaçamento variável, ainda geralmente menor que 0,2 m e uma continuidade baixa. A quarta família de

juntas apresenta uma orientação média de 314/64º, com um espaçamento geralmente de 0,06-0,2 m e uma continuidade baixa. Por fim a quinta família é constituída por uma série de diaclases sub verticais com uma orientação média de 169/77º, um espaçamento geralmente de 0,06-0,2 m e uma continuidade baixa. Representam-se de seguida na **Figura 4-2** as descontinuidades medidas na unidade M_{O-C+M}.

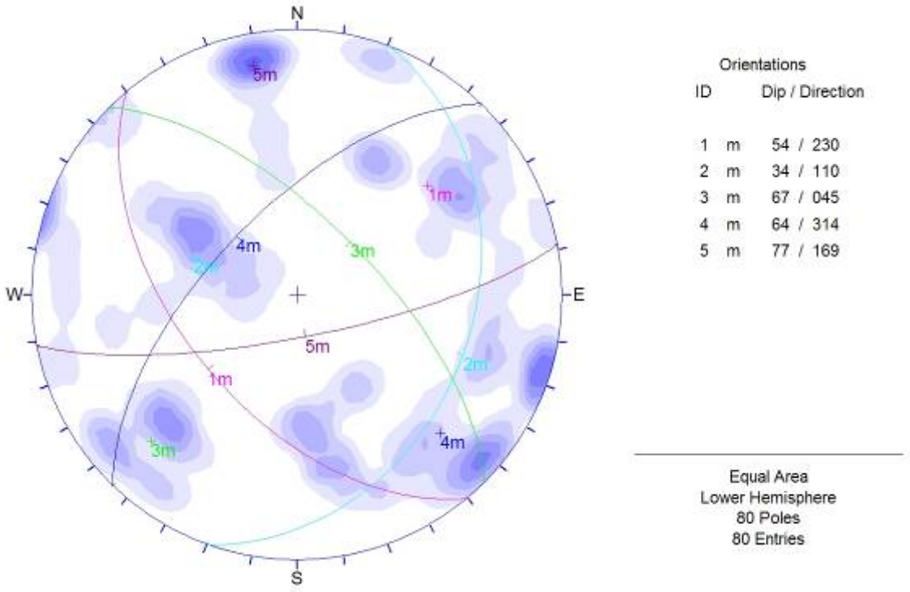


Figura 4-2. Gráfico DIPS para as descontinuidades da unidade geotécnica M_{O-C+M}.

Os gnaisses da unidade geotécnica G_N apresentam três famílias de descontinuidades predominantes. A primeira família apresenta uma orientação média de 024/75º, com um espaçamento geralmente de 0,2-0,6 m e uma continuidade baixa. A segunda família apresenta uma orientação média de 115/59º, com um espaçamento geralmente de 0,06-0,2 m e continuidade baixa. Uma terceira família apresenta uma orientação média de 263/45º, com um espaçamento de 0,2-0,6 m e uma continuidade baixa. A **Figura 4-3** apresenta o gráfico obtido mediante o programa DIPS a partir das juntas medidas nas estações geomecânicas realizadas na unidade G_N.

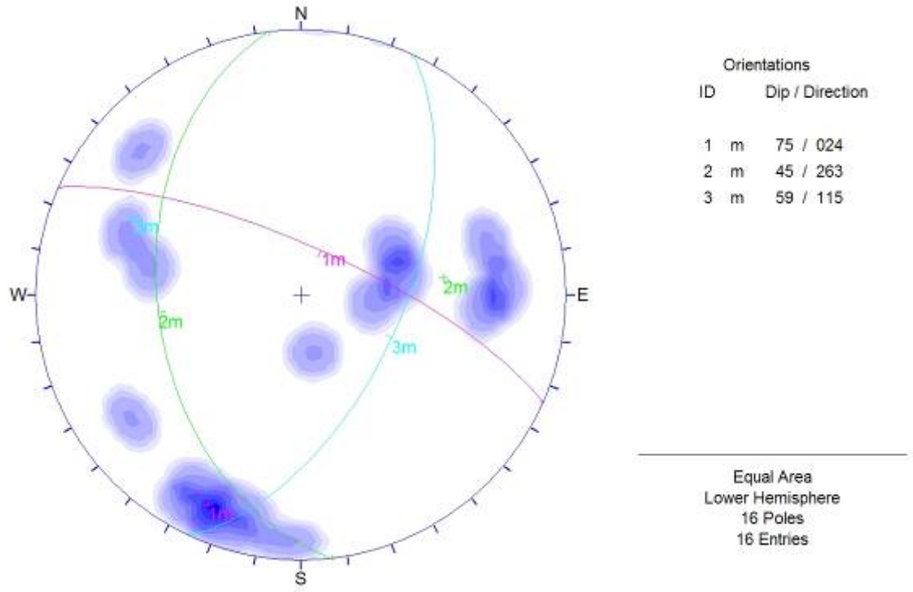


Figura 4-3. Gráfico DIPS para as descontinuidades da unidade geotécnica G_N.

De seguida no **Quadro 4-8** apresentam-se os parâmetros usados no cálculo da estabilidade das escavações.

FORMAÇÃO	γ	P.corte em descontinuidades	
		ϕ	c
	kN/m^3	º	kPa
Quartzodioritos e Tonalitos ($Q_{D/T}$)	27	26,5	0
Xistos, Anfibolitos e Corneanas (M_{O-C+M})	26	32	0
Micaxistos (M_{O-MX})	26	32	0
Gnaisses (G_N)	27	31	0

Quadro 4-8. Parâmetros de cálculo.

4.3.2. Metodologia de cálculo. Rotura Global e Estrutural dos Taludes

Na caracterização geotécnica de uma escavaçãodevem ser estudadas a sua escavabilidade, as possibilidades de aproveitamento e a qualidade do material extraído, a presença de nível freático, a possível afluência de água, o risco de queda de blocos e de derrocadas, as dimensões das valetas necessárias, assim como a estabilidade dos taludes face à rotura e à sua degradação devido à erosão.

A metodologia de cálculo de estabilidade em escavações diferencia-se consoante o tipo de material afectado, neste caso, solo ou rocha.

Para as escavações realizadas em solo (solos residuais ou rochas muito alteradas) será feita uma análise de estabilidade de taludes, mediante o programa SLIDE 5.0 desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Toronto. O método a utilizar para o cálculo descreve-se no capítulo 4.3.2.1.

Para o estudo das escavações em rocha, serão realizadas dois tipos de análises distintas. Primeiramente, será analisada a estabilidade global do maciço, como se a rocha fosse homogénea e isótropa e caso a rotura se produzisse de maneira massiva, sem intervirem as superfícies de descontinuidade. Esta forma de rotura pode ser aplicável neste caso, dado que a rocha a partir de certa profundidade encontra-se bastante sã e inalterada.

No outro tipo de análise será analisada a estabilidade de blocos e cunhas, com referência aos planos de descontinuidade.

Apresenta-se de seguida a metodologia e os fundamentos de cálculo seguidos para o estudo da estabilidade das escavações, assim como as hipóteses de cálculo utilizadas.

4.3.2.1. Rotura Global dos Taludes

Esta análise refere-se à possibilidade de uma rotura global do talude em forma circular.

A rotura circular ocorre normalmente quando a dimensão das partículas do solo ou da massa rochosa é muito pequena comparativamente com as dimensões do talude.

Para analisar a estabilidade de um talude, escavado num material de características resistentes conhecidas, é necessário determinar a posição do centro e o diâmetro do círculo onde se produz o deslizamento. Este círculo, conhecido como círculo crítico, deve satisfazer a condição de que a relação entre a resistência ao corte do solo ou material equivalente ao longo da superfície de deslizamento e os esforços tangenciais que o provocam seja mínima.

A posição do círculo crítico obtêm-se por aproximação, excepto em casos simples onde é possível determiná-la por métodos analíticos.

Como pode observar-se na **Figura 4-4.**, as forças que actuam sobre uma massa deslizante são: o seu peso W, a resultante das forças exteriores A, a resultante das forças normais à linha de rotura N, a resultante das tensões tangenciais ao longo da linha de rotura T e a resultante das pressões intersticiais sobre esta linha, U.

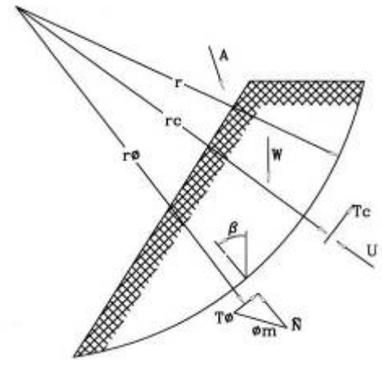


Figura. 4-4. Esquema das forças resultantes que actuam sobre uma massa deslizante

Existem diversos métodos gerais para estudar este tipo de rotura nos taludes.

Um destes métodos é o das fatias, baseado na hipótese de que os esforços normais concentram-se num único ponto do arco de deslizamento.

Nos casos em que a superfície do talude é muito irregular ou em que as superfícies de rotura intersectam materiais com características geotécnicas diferentes, é necessário analisar a estabilidade do talude através de outros métodos que se baseiam no método das fatias.

Neste projecto preliminar será aplicado o Método de Bishop. É um método bidimensional, em que a zona do terreno potencialmente deslizante se divide numa série de fatias verticais, estudando-se o equilíbrio entre elas. O problema é hiperestático, sendo necessário realizar uma simplificação que permita a sua resolução. A simplificação de Bishop consiste em supor que as forças nas faces laterais são horizontais. Apenas se satisfaz o equilíbrio de momentos e não o das forças horizontais. A **Figura 4-5.** mostra uma fatia com o sistema de forças correspondente.

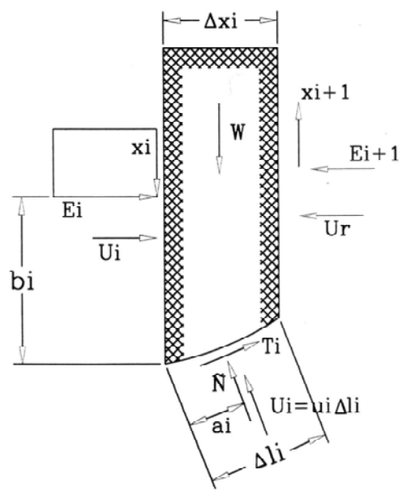


Figura. 4-5. Sistema de forças numa fatia

Segundo o equilíbrio limite, o factor de segurança do círculo analisado é definido em função dos momentos das forças resistentes e de derrube relativamente ao centro do círculo de deslizamento.

$$F = \frac{Momento\ das\ forças\ resistentes\ ao\ longo\ do\ arco}{Momento\ das\ forças\ de\ derrube}$$

A análise foi realizada com a ajuda do programa SLIDE 5.0 desenvolvidos pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Toronto.

Este programa calcula numa malha de centros de círculos dada pelo usuário, podendo variar, o factor de segurança dos possíveis círculos para cada raio previamente definido. Desta forma é possível obter uma representação em isolinhas de factores de segurança (lugar geométrico dos centros de cada círculo de rotura), resolvendo a limitação do Método de Bishop, que consiste em prefixar o círculo de rotura à priori. No entanto, é também possível analisar um círculo determinado.

Os “inputs” que este programa requer são:

- Coesão, ângulo de atrito e peso específico dos terrenos
- Geometria do talude. É possível adaptar a geometria, com poucas limitações, assim como considerar diferentes terrenos, cada um com as suas geometrias e propriedades
- É possível considerar um nível freático de geometria livre

4.3.2.2. Rotura Estrutural dos Taludes

Dado que as escavações a efectuar afectarão materiais rochosos, estudou-se a possibilidade de ocorrerem roturas estruturais a favor das descontinuidades existentes.

A análise da rotura estrutural dos taludes refere-se à possibilidade da estrutura da facturação separar volumes de rocha instável.

Nas escavações situadas em rocha, com diferentes graus de alteração, é provável que as roturas ocorram a favor das diaclases primitivas do maciço rochoso (mecanismos de rotura por escorregamento ou “toppling”, deslizamento plano e deslizamento em cunha).

A análise cinemática (possibilidade de movimento das massas rochosas separadas pelas diaclases) foi efectuada utilizando a projecção estereográfica, com ajuda do programa DIPS Rocscience.

Foram consideradas as famílias das descontinuidades observadas nas estações geomecânicas e que se apresentam nos anexos do presente documento

A configuração dos principais tipos de blocos instáveis em taludes foram definidos por Hoek e Bray (1981), como se apresenta na **figura. 4-6.** Os tipos de rotura mais comuns, de acordo com a figura são:

- 1. Deslizamento plano;
- 2. Deslizamento em cunha;
- 3. Rotura por escorregamento ou “toppling”.

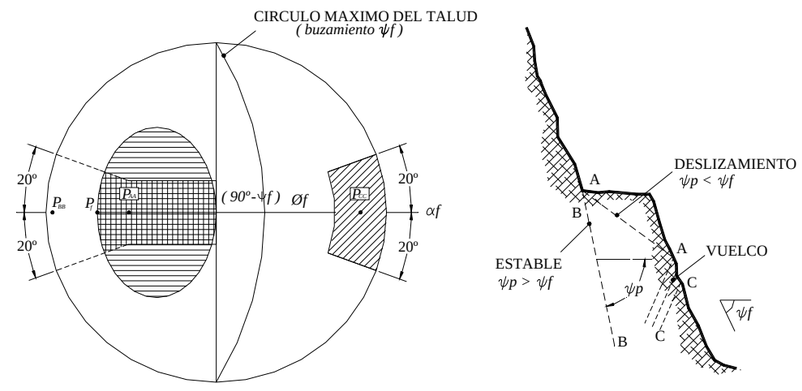


Figura. 4-6. Principais mecanismos de rotura por problemas estruturais

A análise do deslizamento plano foi efectuada utilizando o equilíbrio limite baseado na coesão e no ângulo de atrito do plano de deslizamento (Hoek e Bray, 1981). No caso de ser necessário reforço, normalmente através de pregagens, dimensiona-se ao corte.

Do ponto de vista prático, as condições que permitem avaliar o risco para cada tipo de rotura são as seguintes:

Deslizamento Plano

Para que ocorra este mecanismo de instabilidade é necessário que o potencial plano de rotura incline no mesmo sentido do talude e que o referido plano faça com o talude um ângulo de ± 20º.

Para avaliar estas condições aplica-se a representação estereográfica. A **Figura. 4-7.** representa uma análise deste tipo, realizada através do programa DIPS. A área assinalada contém os pólos dos planos que podem originar instabilidade.

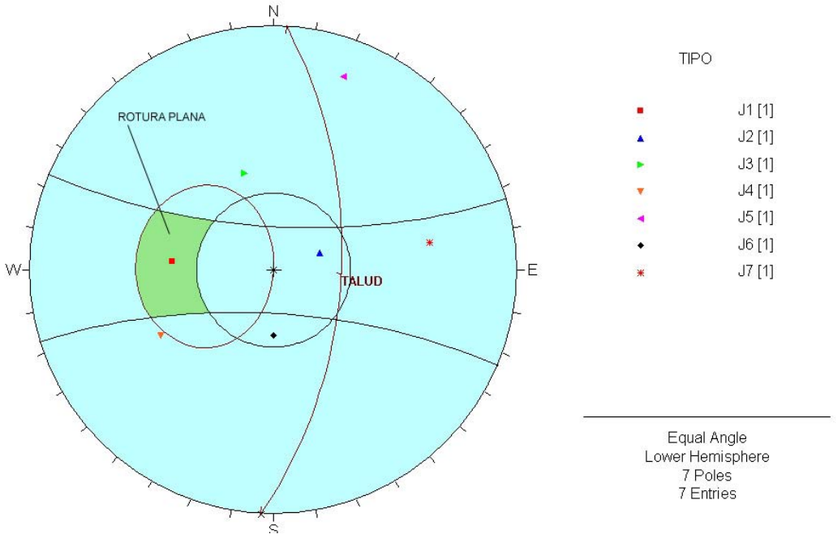


Figura. 4-7. Exemplo da análise para a rotura plana

Deslizamento em Cunha

Com o programa DIPS é possível analisar, através da representação estereográfica, a configuração geométrica das descontinuidades e a disposição destas relativamente ao talude. A **Figura. 4-8.** apresenta o estudo da possível formação de cunhas; os planos de descontinuidade, susceptíveis de gerar cunhas, deverão intersectar a área assinalada.

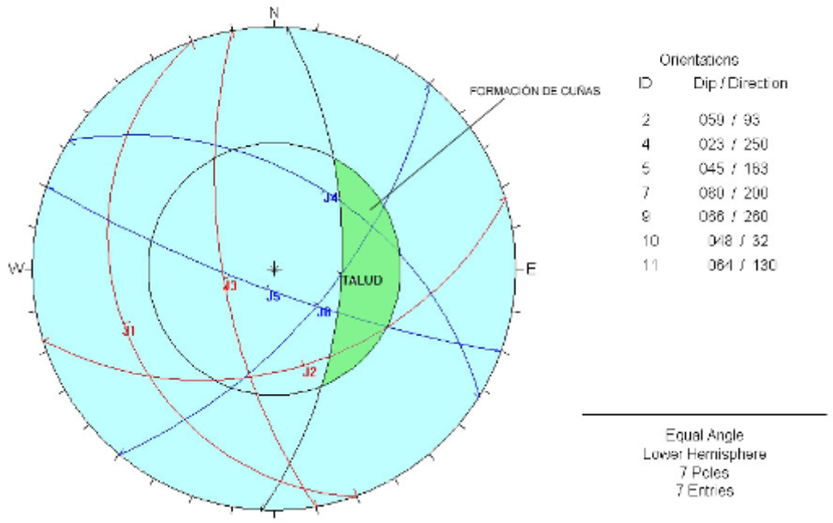


Figura.4-8. Exemplo de análises para deslizamento em cunha

Rotura por Escorregamento ou "Toppling"

Para ocorrer este tipo de instabilidade é necessário que o potencial plano de rotura incline no sentido contrário ao talude. O desvio do referido plano deverá fazer com o talude um ângulo de ±20º.

O programa DIPS permite analisar esta situação, com recurso à representação estereográfica, como se exemplifica na **Figura 4-9.**, onde a área assinalada indica a localização dos pólos dos planos que podem originar a rotura por escorregamento.

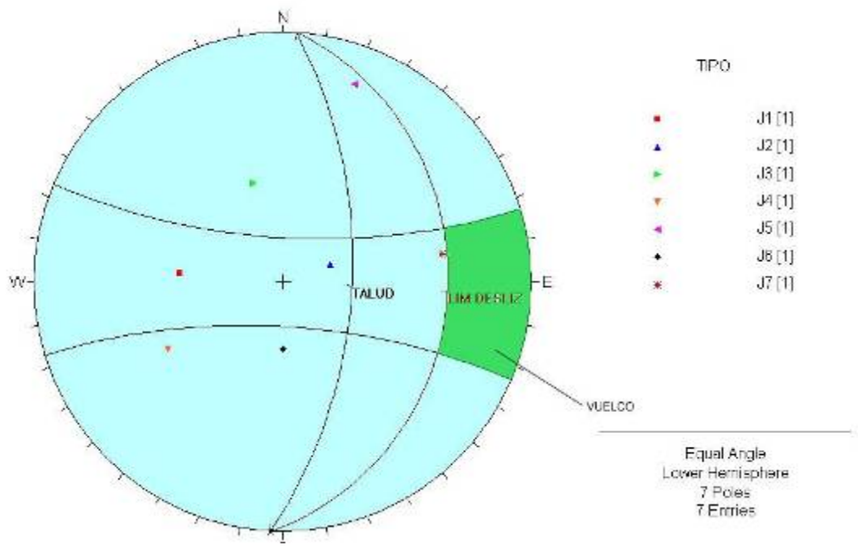


Figura.4-9. Exemplo da análise da rotura por escorregamento ou "toppling"

Finalmente, a rotura por escorregamento foi analisada utilizando a projecção estereográfica e desprezando a coesão da diaclase.

Nas análises a efectuar serão tidas em conta as diferentes unidades que aparecem no perfil do terreno e as alturas máximas dos taludes projectados.

Consideram-se admissíveis, para os casos anteriormente descritos, coeficientes de segurança de 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo). Para este último caso serão consideradas, tal como calculado e justificado em capítulos anteriores, uma aceleração de cálculo na base de 0,15g e uma aceleração de cálculo vertical de 0,11g para a sísmica Tipo I e uma aceleração de cálculo na base de 0,14g e uma aceleração de cálculo vertical de 0,13g para a sísmica Tipo II.

4.3.3. Estudo pormenorizado de escavações

4.3.3.1. Escavação 4: Km 4+880-5+305

- **Descrição**

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica $Q_{D/T}$, formada por quartzodioritos / tonalitos, até o pk 5+080. A partir desse ponto serão escavados os materiais da formação M_{O-C+M}, formada por xistos quartzo-feldespáticos. Nesta zona aparece um solo residual com uma espessura aproximadamente entre 1,0 e 2,0m, por debaixo aparece a rocha meteorizada (W 4-5), Sobre esta rocha meteorizada considera-se possível que apareça rocha (W3-2).

Esta escavação será analisada em dois troços um que corresponde com a unidade $Q_{D/T}$ (pk 4+880-5+080) e outro que corresponde a unidade M_{O-C+M} (pk 5+080-5+305)

A mesma apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 8,3 m, alcançada no Km 5+025 e com uma extensão total de 425 m.

Foi projectada com taludes 1V/1H, excepto os últimos dois metros superiores na formação $Q_{D/T}$ e no último metro na formação M_{O-C+M}, o qual se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Para a execução da presente escavação, entre os p.k. 4+880 e p.k 4+950, destaca-se a ligação entre o eixo e os ramos B e C pertencentes ao Nó da Fonte Boa do Degebe.

Está prevista a execução de duas escavações com uma altura máxima de 7,5 e 7,5m para os ramos B e C respectivamente, sobre a litologia $Q_{D/T}$ classificada como quartzodioritos / tonalitos, por isso na análise da escavação sobre o eixo nesta litologia serão assumidas as mesmas condições de estabilidade nos ramos.

Para o estudo desta escavação foram analisados dois poços (PE-5.03 e PE-5.22), dois perfis sísmicos (GE-5.01 e GE-5.20) e uma sondagem (SE-5.17).

O solo residual detectado nos poços apresenta-se como uma areia siltosa, de grão fino a médio e médio a grosseiro, cor castanha a cinzenta, misturada com fragmentos rochosos, passando a quartzodioritos/tonalitos e xistos decompostos a muito alterado (W5-W4). Os poços alcançam uma profundidade compreendida entre 1,40 e 2,70 m, definindo a espessura de solo nesta escavação em 2,00 m.
Nas sondagens, além do solo de alteração, foi detectada rocha muito alterada (W4-W5), descrita no capítulo 3.5.1.3. Este material apresenta-se como um micaxisto de grão fino, cor cinzenta, muito fracturado e medianamente alterado, com diaclases sub-verticais e a 80º em relação ao eixo de sondagem. Apresenta superfícies pouco rugosas e material argiloso e óxidos ferruginosos nas fracturas. O grau de alteração deste maciço rochoso é de grau 3, geralmente, ainda que haja zonas um pouco mais meteorizadas.

Os perfis sísmicos GE-5.01 e GE-5.20 definiram um primeiro nível com velocidades inferiores a 1000 m/s, assumido como escavável, a espessura compreendida entre 0,50 e 4,00 m, coincidindo com os resultados obtido dos poços. Em seguida existe um nível entre 0,50-6,00 m de profundidade, com velocidades inferiores a 1500 m/s e outro entre 2,00 e 10,00 m, com velocidades de 2000 m/s. Neste último é definido o limite de ripabilidade. Após estes níveis, aparece finalmente, o substrato rochoso.

Não se prevê que o nível freático afecte esta escavação, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo do mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que o constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos diferentes planos de descontinuidade.

Como já foi referido anteriormente, trata-se de uma escavação que se encontra entre duas litologias, as quais serão estudadas em separado.

Escavação 4: Unidade $Q_{D/T}$ (pk 4+880-5+080)

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-2,00 Solo residual

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

2,00-6,00 Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)

Peso específico aparente	27,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	30 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	35º
Ângulo de atrito das descontinuidades	26,5º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

6,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Peso específico aparente	27,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	900 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	67º
Ângulo de atrito das descontinuidades	26,5º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

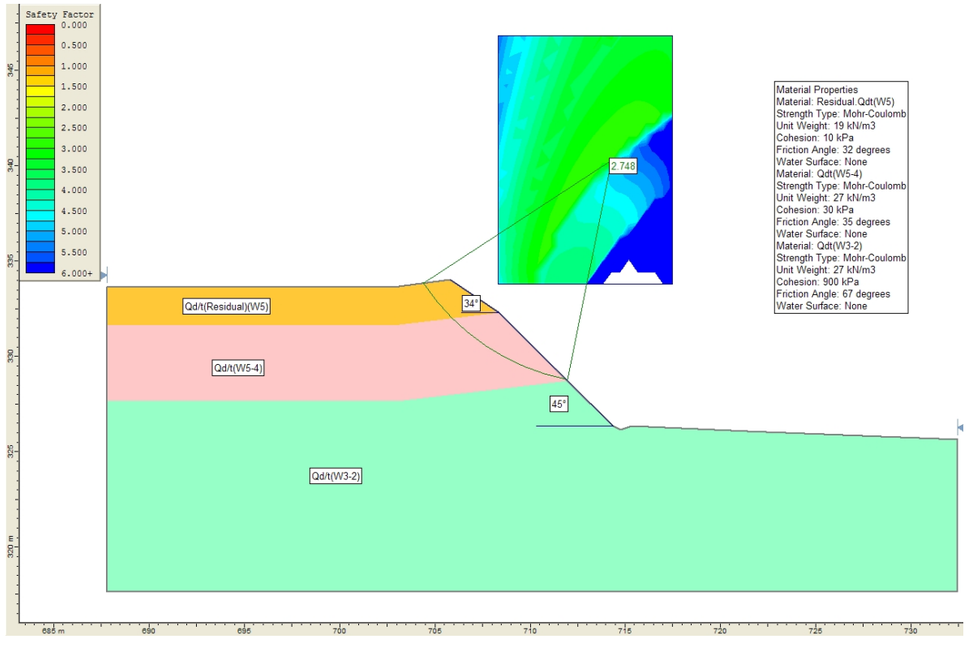


Figura. 4-10. Escavação 4: análise de estabilidade global

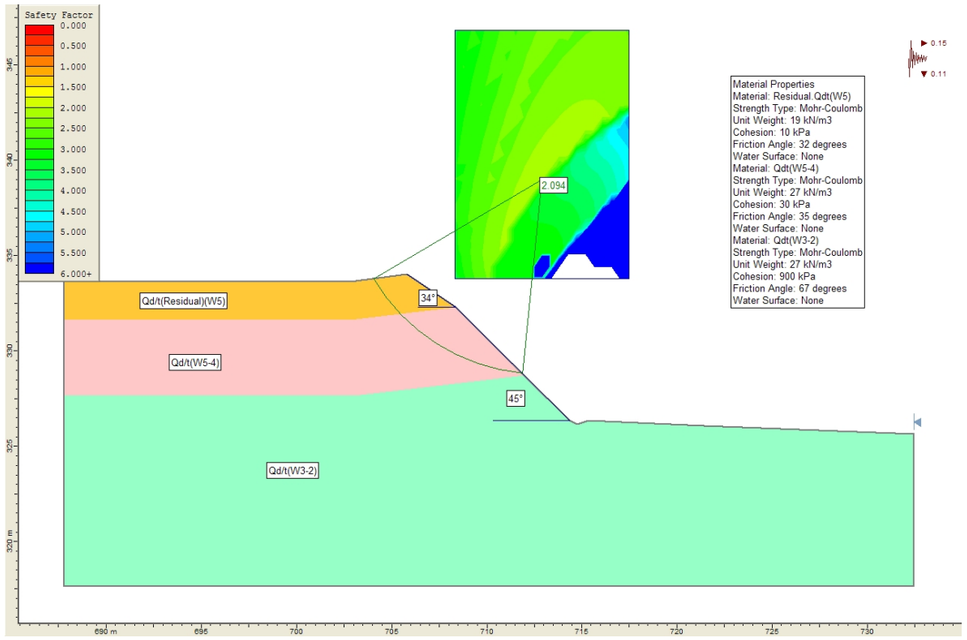


Figura. 4-11. Escavação 4: análise de estabilidade global – sismo. Tipo I

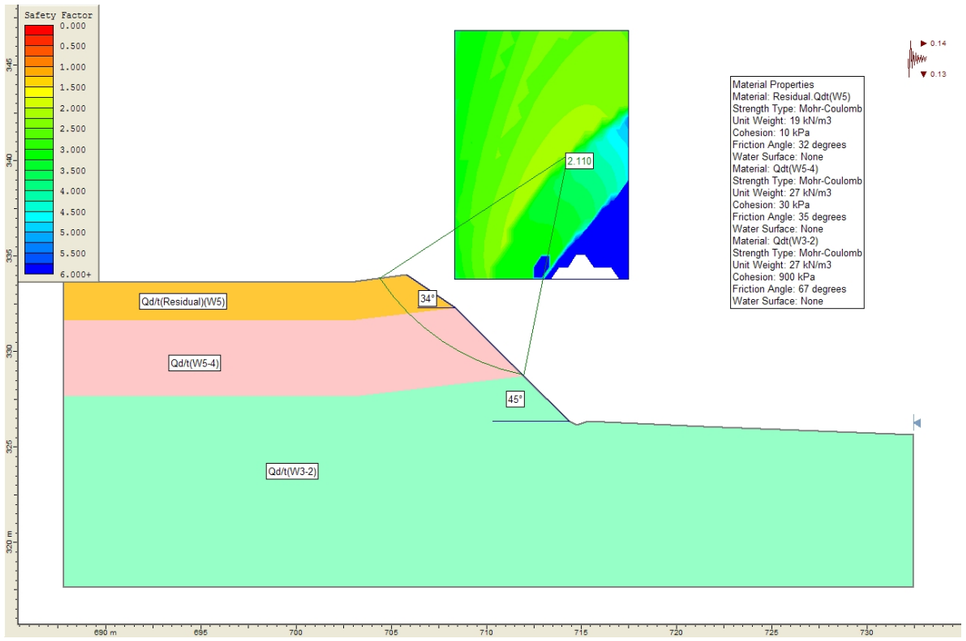


Figura. 4-12 Escavação 4: análise de estabilidade global – sismo. Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D4 QD/T	2,748	2,094	2,110

Quadro 4-9. Escavação 4: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N154ºE
Talude margem direita	N64ºE/45º
Talude margem esquerda	N244ºE/45º

Quadro 4-10. Escavação 4: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta a ficha de talude AT-3, a estação geomecânica GM-E01 e a estação de campo EC-E1 como se apresenta no **Quadro 4-11.**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE DIRECÇÃO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-E01	J1	222	82
	J1	232	88
	J1	240	82
	J2	110	78
	J2	118	62
	J3	326	50
	J3	332	60
TA-03	J1	322	72
	J2	152	18
	J3	46	88
EC-1	J1	319	64

Quadro 4-11. Escavação 4($Q_{D/T}$):

Resumo de direcções consideradas nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter as direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-12**:

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIR. DE INCLINAÇÃO (DIP)	INCLINAÇÃO
4	J1	N 230º E	086º
	J2	N 325º E	061º

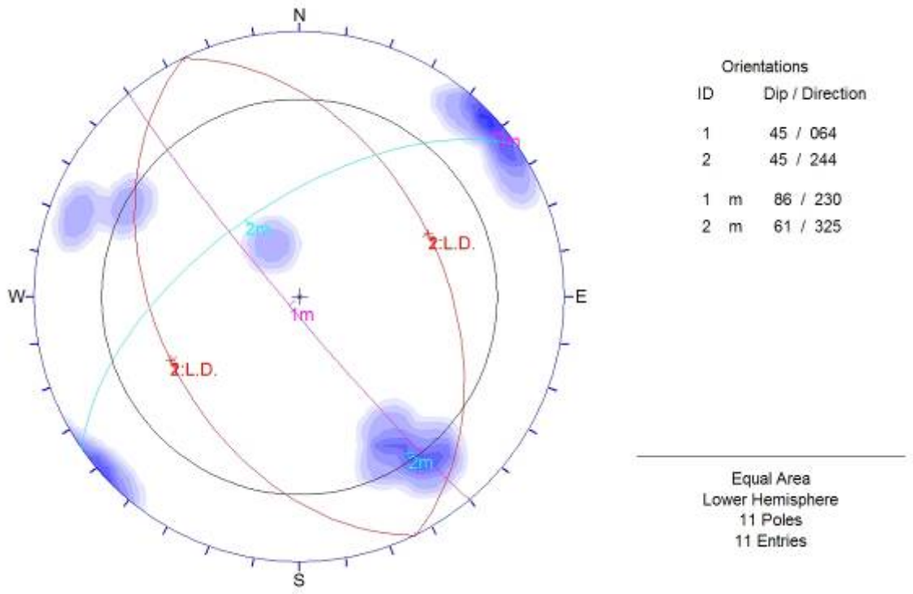
Quadro 4-12. Escavação 4($Q_{D/T}$):: famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 26,5º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.4 Quartzodioritos/Tonalitos, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-13** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



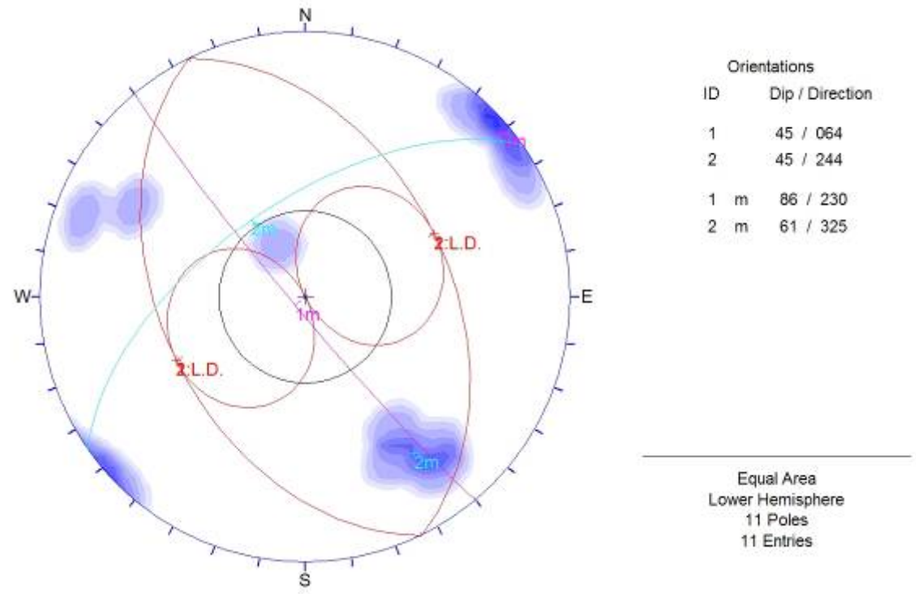
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2

Figura. 4-13. Escavação 4($Q_{D/T}$): deslizamento por cunha

Uma vez realizada a análise de rotura em cunha, não se observou a probabilidade de que este tipo de rotura possa ocorrer.

Deslizamento planar

Na **Figura 4-14** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



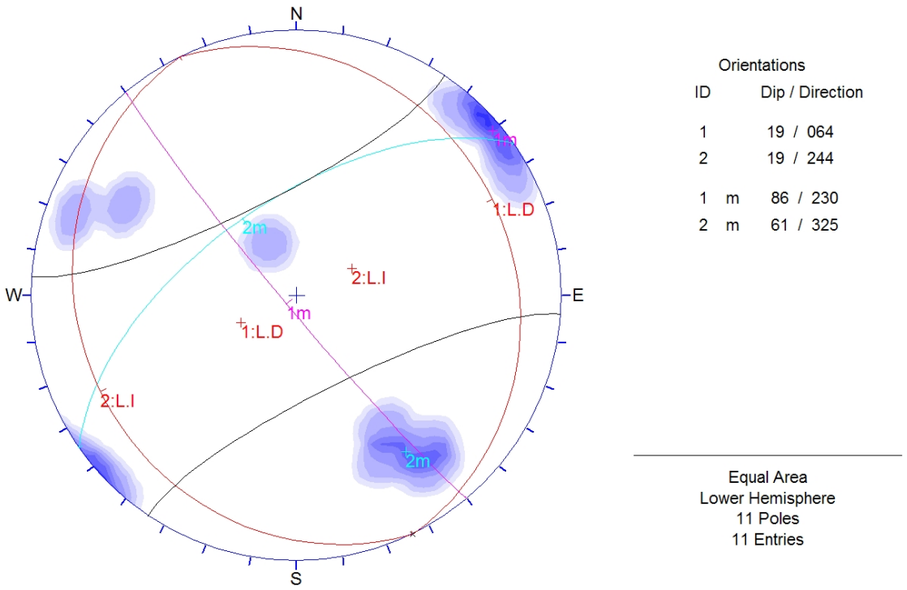
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2

Figura. 4-14. Escavação 4($Q_{D/T}$): deslizamento planar

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura.

Escorregamento ("toppling")

Da análise geomecânica, incluída **Figura 4-15,** observa-se que pode existir um fenómeno de escorregamento com a descontinuidade J1, margem direita. Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das mesmas descontinuidades, comprovando outros dados da J1, tais como, espaçamento, continuidade e abertura.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2

Figura 4-15. Escavação 4($Q_{D/T}$): escorregamento

Caso se verifique instabilidade, será necessário adoptar alguma medida especial, dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal e como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

Escavação 4: Unidade M_{O-C+M} (pk 5+080-5+305)

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-1,00 Solo residual

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

1,00-4,00 Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	30 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	32º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

4,00-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	200 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	50º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

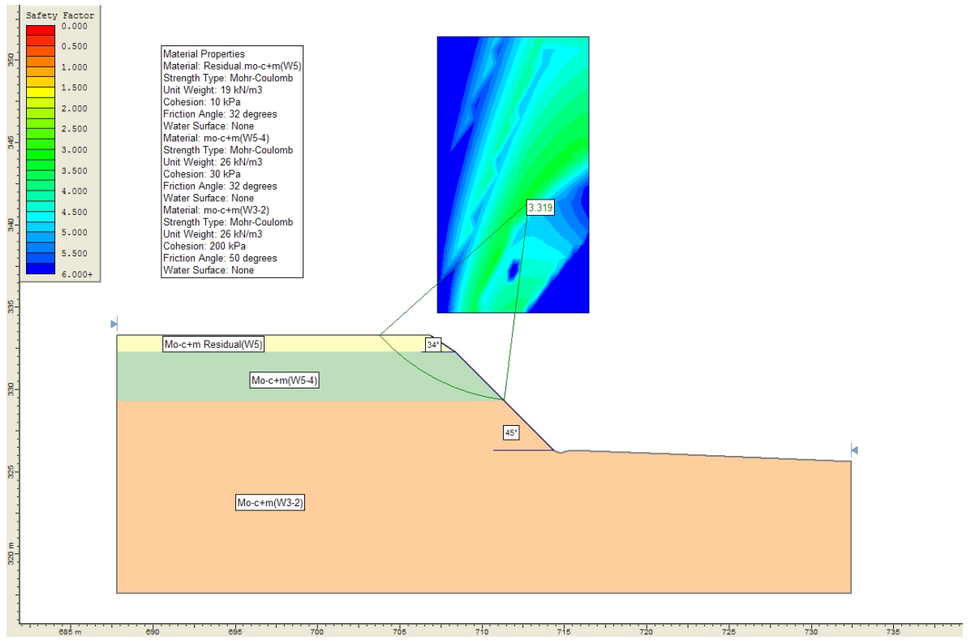


Figura. 4-16 Escavação 4(M_{O-C+M}): análise de estabilidade global

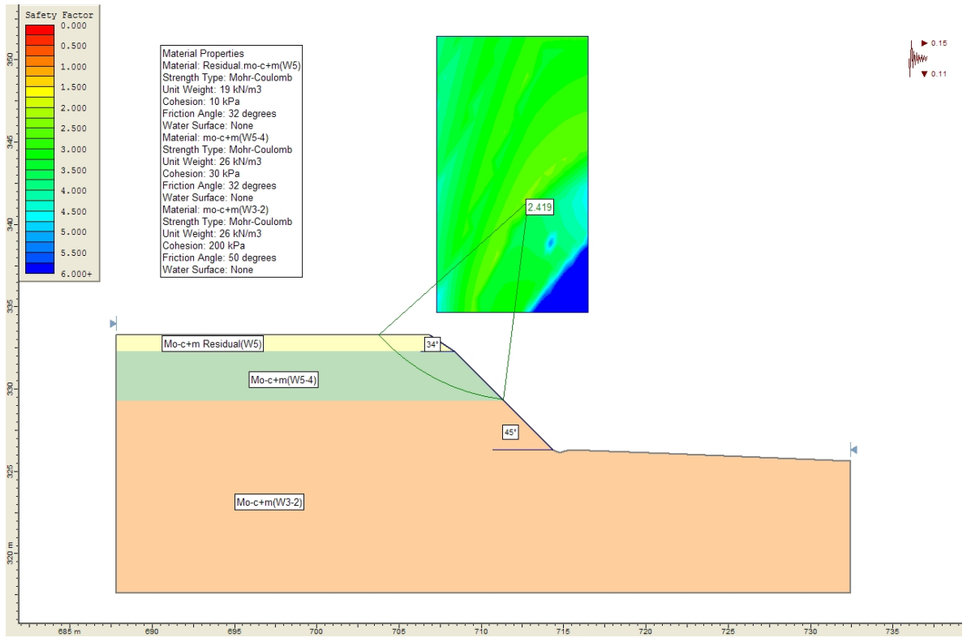


Figura. 4-17 Escavação 4(M_{O-C+M}) : análise de estabilidade global – sismo Tipo I

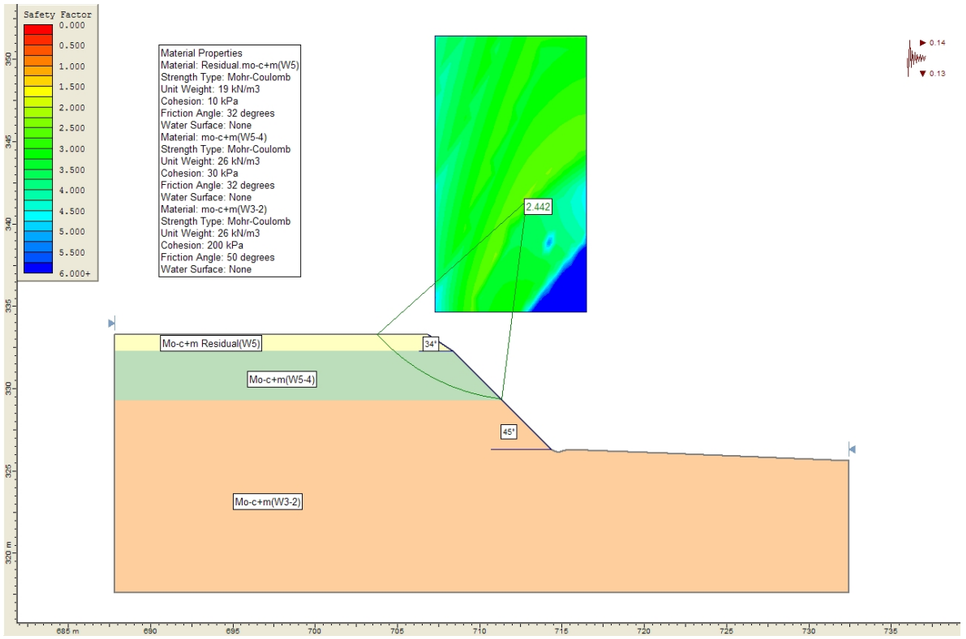


Figura. 4-18 Escavação 4(M_{O-C+M}) : análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D4 $_{Mo-c+m}$	3,319	2,419	2,442

Quadro 4-13. Escavação 4: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global.

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N154ºE
Talude margem direita	N64ºE/45º
Talude margem esquerda	N244ºE/45º

Quadro 4-14. Escavação 4(M_{O-C+M}): direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta, a estação geomecânica GM-E15 e a estação de campo EC-E5 como se apresenta no **quadro 4-15**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE PLANO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-15	J1	40	60
	J1	46	56
	J1	51	82
	J1	54	60
	J1	34	60
	J2	342	68
	J2	332	70
	J2	348	60
	J3	124	38
	J3	118	38
	J3	119	32
EC-5	J1	160	80

Quadro 4-15. Escavação 4(M_{O-C+M}):
Resumo dos planos considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações medias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-16**

Escavação	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
4	J1	N 045º E	063º
	J2	N 340º E	066º
	J3	N 120º E	036º

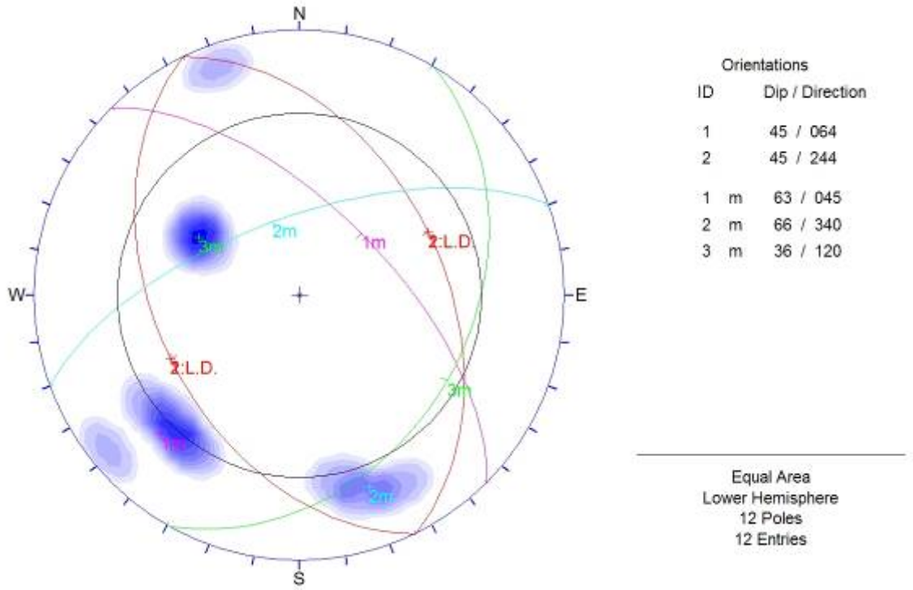
Quadro 4-16. Escavação 4 (M_{O-C+M}): famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos Quartzo-Feldespáticos, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-19** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



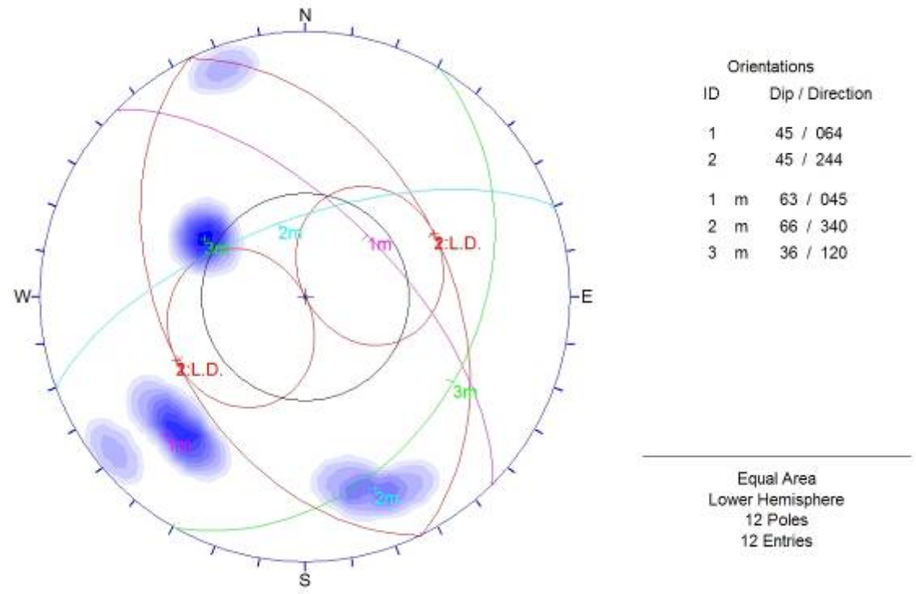
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura. 4-19. Escavação 4(M_{O-C+M}) : deslizamento por cunha

Uma vez realizado a análise de rotura em cunha, não se observa a probabilidade de que possa ocorrer este tipo de rotura.

Deslizamento planar

Na **Figura 4-20** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



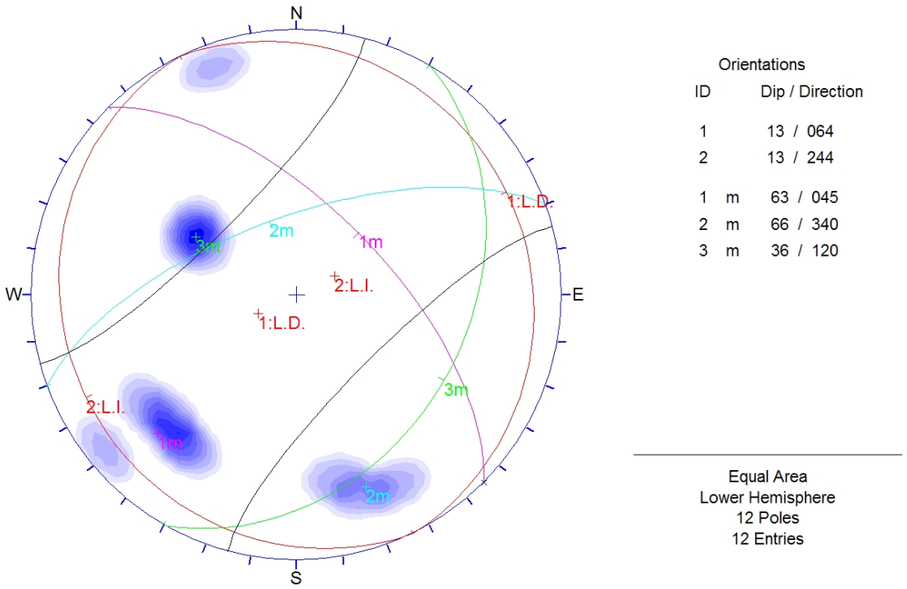
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura. 4-20. Escavação 4 (M_{O-C+M}): deslizamento planar

Da análise, não se observa a probabilidade de que possa ocorrer este tipo de rotura.

Escorregamento (“toppling”)

Na **Figura 4-21** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representa as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura. 4-21. Escavação 4 (M_{O-C+M}): escorregamento

Da análise realizada com a projecção estereográfica, considera-se que não é provável a formação de blocos instáveis

- **Escavabilidade**

O maciço rochoso intersectado por esta escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre os 2,00 e os 8,30m, em função do grau de alteração da rocha (50% do volume total), segundo o indicado pelo perfil sísmico realizado e pelo grau de alteração que apresentam as sondagens. A partir desse intervalo de profundidades será escavável mediante a utilização de explosivos (15% do volume total).

O solo residual que o cobre superficialmente é escavável mediante retroescavadora convencional (35% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação

Os materiais obtidos através de uma primeira ripagem (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (50% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos será válida para construir pedraplenos (15% do volume total).

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável mediante meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (35% do volume total).

- **Medidas complementares**

Tal como indicado no estudo de estabilidade estrutural, foi referido que se podem produzir instabilidades por escorregamentos, na vertente dereita da escavação na parte que corresponde à formação $Q_{D/T}$. Da análise das descontinuidades realizada é possível considerar este desmonte estável estruturalmente não sendo necessário adoptar nenhuma medida especial.

Durante a fase de escavação do talude, será confirmada a existência de blocos pequenos, de acordo com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.3.2. Escavação 5: Km 5+450-5+725

- **Descrição**

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica M_{O-C+M}, formada por xistos quartzo-feldespáticos. Nesta zona aparece um solo residual entre 0,5 e os 2,0m de espessura e por debaixo da rocha meteorizada (W4-5). Sob esta rocha meteorizada estima-se que ocorrerá rocha (W3-2).

A mesma apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 8,7 m, alcançada no Km 5+546 e com uma extensão total de 275 m.

Foi projectado com taludes 1V/1H, excepto nos últimos dois metros superiores, o qual se reduziu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Para o estudo desta escavação foram analisados dois poços (PE-5.56 e PE-5.64), três perfis sísmicos (GE-5.56, GE-5.57 e GE-5.65) e três sondagens (PS-E-05.01_S1, PS-E-05-01-S2 e PS-E-05.01-S3).

O solo residual detectado nos poços apresenta-se como uma areia siltosa, de grão fino a médio, cor castanha , misturada com fragmentos rochosos, passando a xistos decompostos a muito alterado (W5-W4). Os poços alcançam uma profundidade compreendida entre 1,30 e 2,80 m, definindo a espessura de solo nesta escavação em 2,00 m.

Nas sondagens, além do solo de alteração, foi detectada rocha muito alterada (W4-W5), descrita no capítulo 3.5.1.3. Este material apresenta-se como um micaxisto de grão fino, cor cinzenta, muito fracturado e medianamente a pouco alterado, com diaclases sub-verticais e a 80º em relação ao eixo de sondagem. Apresenta superfícies pouco rugosas e material argiloso e óxidos ferruginosos nas fracturas. O grau de alteração deste maciço rochoso é de grau 3-2, geralmente, ainda que haja um nível superficial entre os 3,0 e 6,0m, mais meteorizado (W5-W4).

Os perfis sísmicos GE-5.56, GE-5.57 e GE-5.65 assinalam um primeiro nível com velocidades inferiores a 1000 m/s, assumido como escavável, com espessura compreendida entre 0,50 e 4,00 m, coincidindo com os resultados obtidos nos poços. Em seguida existe um nível entre 0,50-6,00 m de profundidade, com velocidades inferiores a 1500 m/s e outro entre 2,00 e os 10,00 m, com velocidades de 2000 m/s. Neste último onde se define o limite de ripabilidade. Após estes níveis, aparece finalmente, o substrato rochoso.

Não se prevê que o nível freático afecte esta escavação, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que a constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos distintos planos de descontinuidade.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-2,00 <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

2,00-6,00 <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	30 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	32º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

6,00-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Peso específico aparente	6,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	200 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	50º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

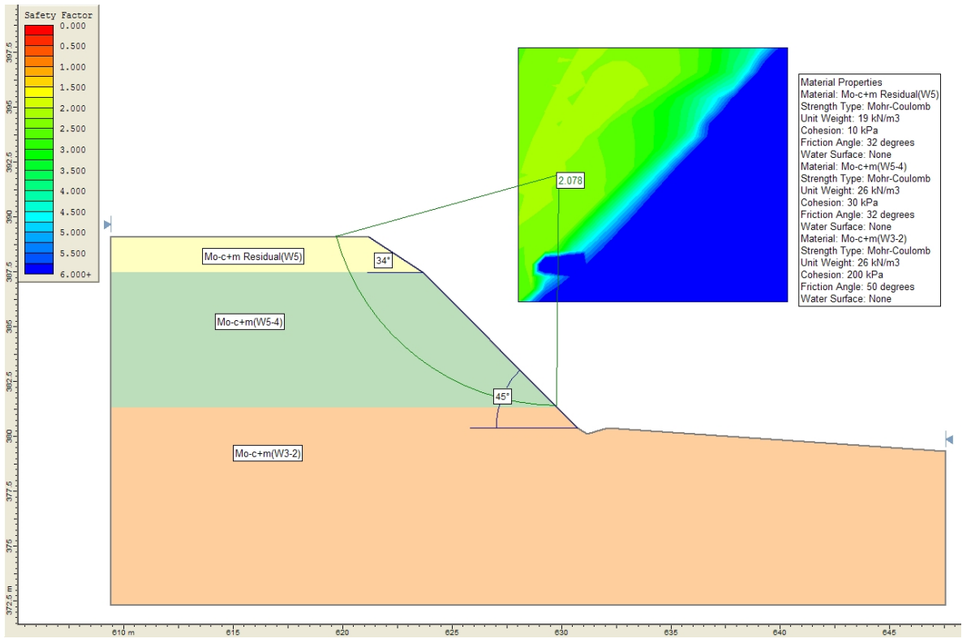


Figura. 4-22. Escavação 5: análise de estabilidade global

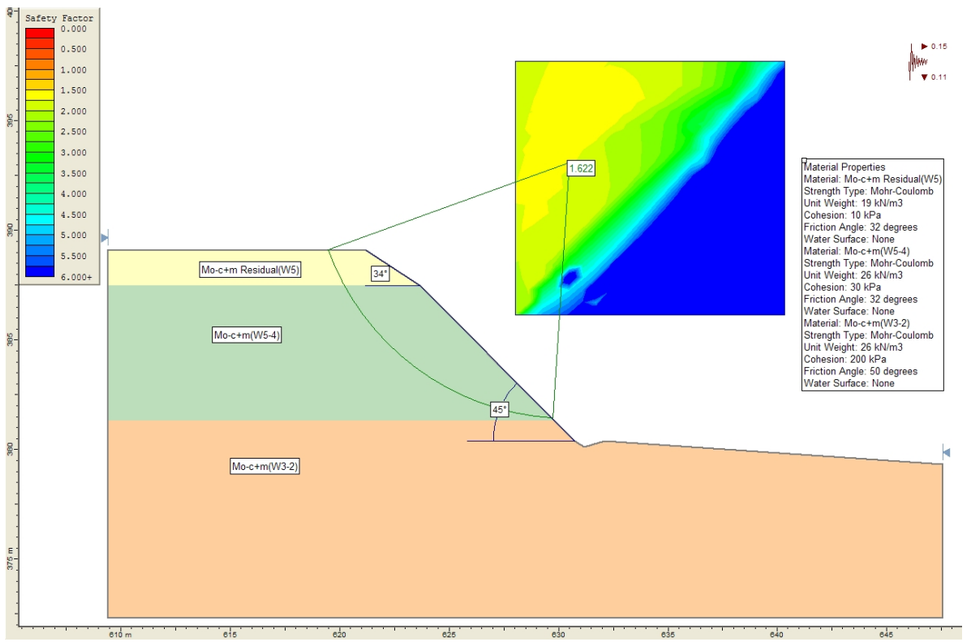


Figura. 4-23. Escavação 5: análise de estabilidade global – sismo Tipo I

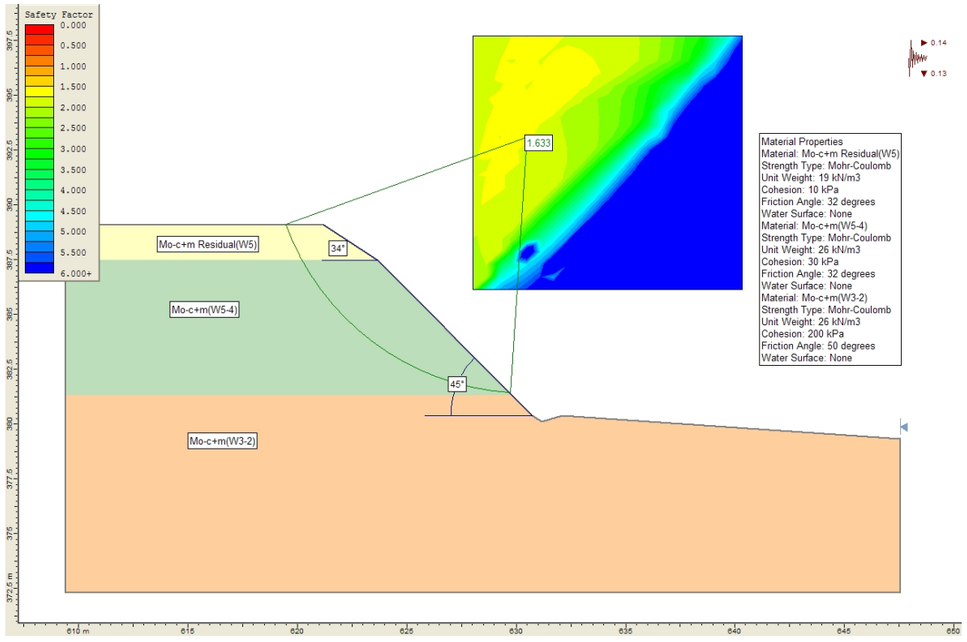


Figura. 4-24. Escavação 5: análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D5	2,078	1,622	1,633

Quadro 4-17. Escavação 5: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N5ºE
Talude margem direita	N95ºE/45º
Talude margem esquerda	N275ºE/45º

Quadro 4-18. Escavação 5: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta a estação geomecânica EG-E15 e a estação de campo EC-E5, ambas realizadas em rocha com um grau de alteração W3, como se apresenta no **quadro 4-19**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE PLANO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-15	J1	40	60
	J1	46	56
	J1	51	82
	J1	54	60
	J1	34	60
	J2	342	68
	J2	332	70
	J2	348	60
	J3	124	38
	J3	118	38
	J3	119	32
EC-5	J1	160	80

Quadro 4-19. Escavação 5: Resumo direcções considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas no campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, se realizaram uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no resumo do **quadro 4-20**

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
5	J1	N 045º E	063º
	J2	N 340ºE	066º
	J3	N 120º E	036º

Quadro 4-20. Escavação 5: famílias de descontinuidades consideradas

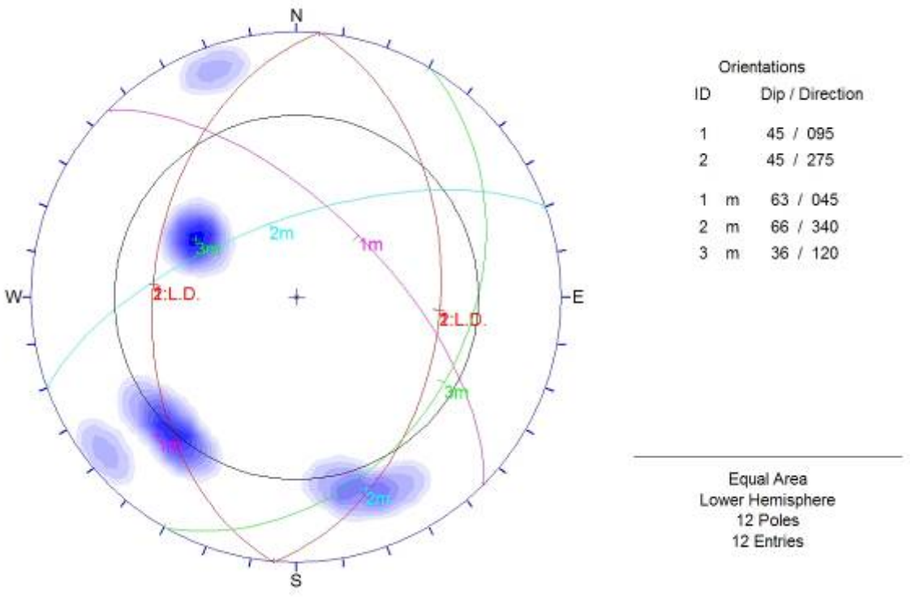
Deve-se ter especial atenção na fase de obra, já que se irá realizar escavações onde podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (Deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos e grauvaques, assim como uma coesão nula.

O estudo de estabilidade local da escavação 5, foi realizado para os 4,0 m correspondentes a rocha sã (W3-2), pois a estação geomecânica e a estação de campo consideradas neste desmonte foi realizada em rocha sã.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-25** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura. 4-25. Escavação 5: deslizamento por cunha

Uma vez realizada a análise da rotura em cunha, observa-se que pode existir um fenómeno de rotura em cunha com as descontinuidades J1(45/063)-J3(120/36) no talude da direita

A geometria e estabilidade desta cunha foi analisada com o programa SWEDGE, versão 5.0 da empresa Rocscience, como se apresenta na **Figura 4-26.**

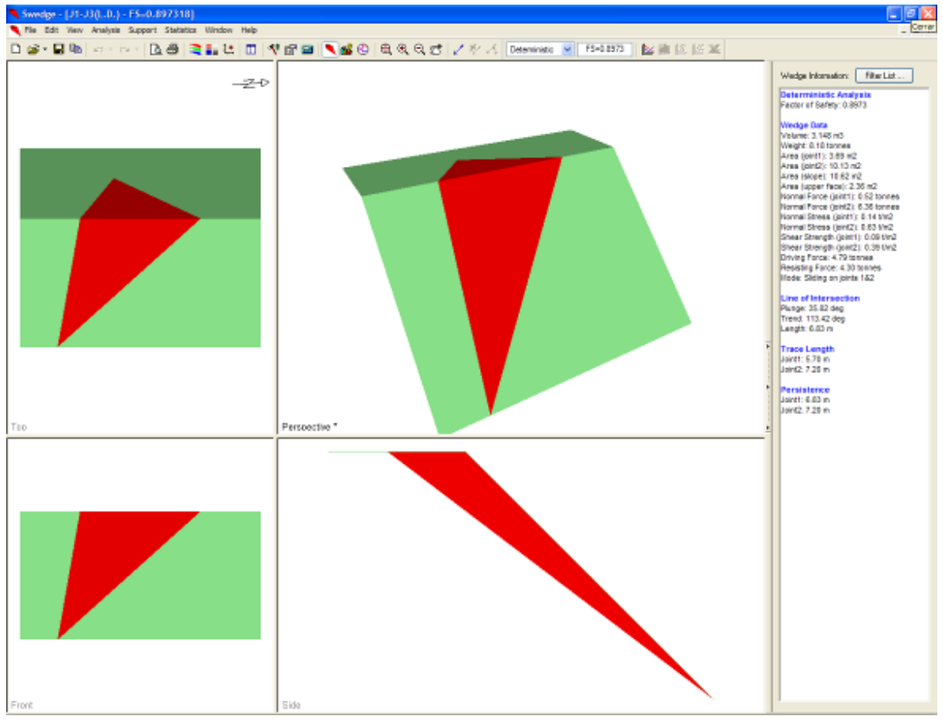


Figura 4-26. Analise de cunha J1 (63/045)-J3 (36/120).

Da analise da cunha obtem-se um factor de segurança de 0,9, o que demonstra que a cunha não alcança o equilibrio.

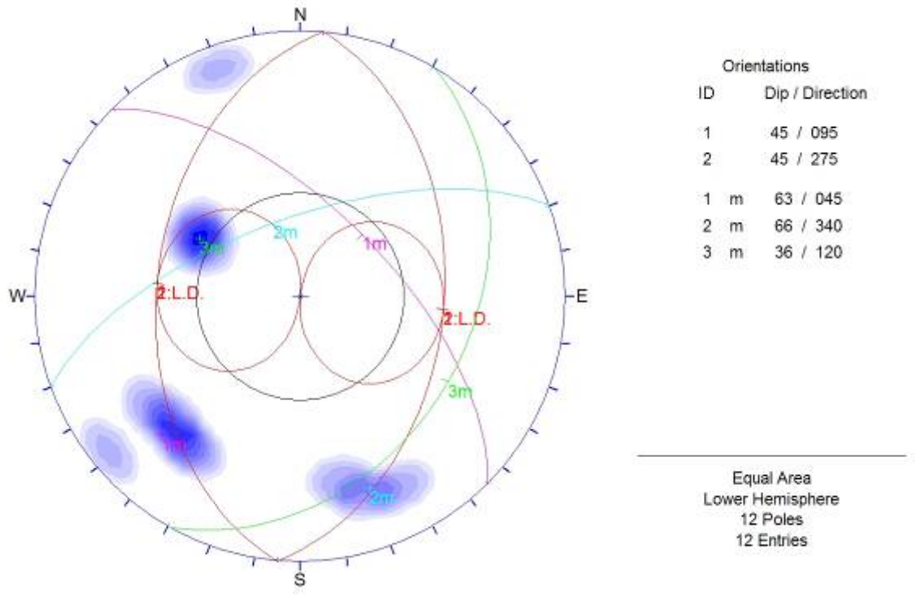
Da análise realizada com o SWEDGE, para uma altura de 4,0 m o volume da cunha gerada, é de aproximadamente 3 m^3. Dado o pequeno tamanho de blocos que se gera e a escassa continuidade das juntas, não se considerou o uso de pregagens para a estabilização da cunha, e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, pois será suficiente para a estabilização de este tipo de cunha, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

Durante a fase de escavação deverão retirar-se os blocos potencialmente instáveis.

Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das descontinuidades, comprovando os outros dados das mesmas , tais como, espaçamento, continuidade e abertura, confirmando que realmente se forma este tipo de cunha.

Deslizamento planar

Na **Figura 4-27** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura. 4-27. Escavação 5 deslizamento planar

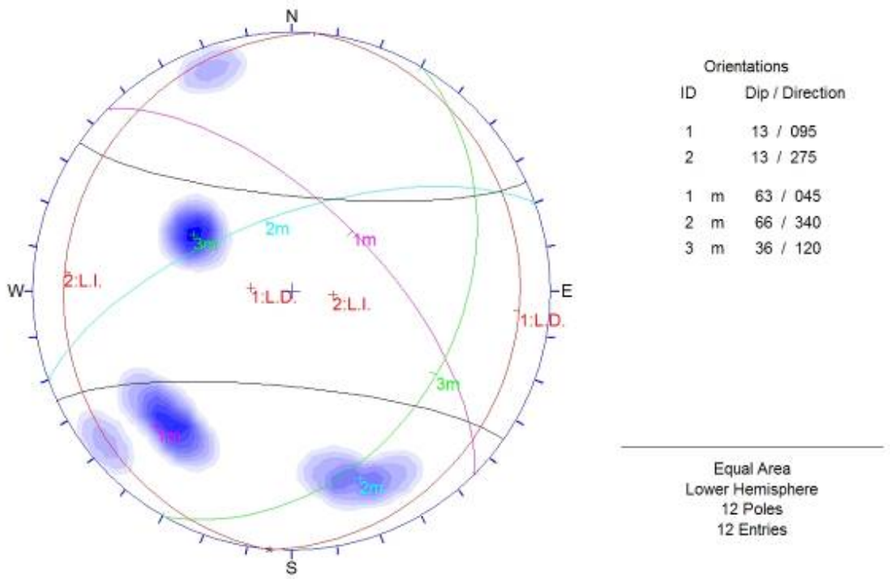
Uma vez realizada a análise da rotura plana, observa-se que na vertente direita a junta J3(120/036) pode provocar deslizamento plano.

Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das descontinuidades, comprovando outros dados das juntas , tais como, espaçamento, continuidade e abertura, confirmando que realmente se produz um deslizamento plano.

No caso, de que o deslizamento plano se produza, será necessário a execução de medidas estabilizadoras para que se garanta a estabilidade do escavação, estas medidas serão realizadas dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado na sondagem, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

Escorregamento ("toppling")

Na **Figura 4-28** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representam as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura 4-28. Escavação 5: escorregamento

Da análise realizada mediante a projecção estereográfica se deduz que não é provável a formação de blocos instáveis

- **Escavabilidade**

O maciço rochoso intersectado por esta escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre 2,00 e 9,70m, em função do grau de alteração de rocha (52% do volume total), segundo o indicado pelo perfil sísmico realizado e pelo grau de alteração que apresenta nas sondagens. A partir desse intervalo de profundidades será escavado mediante explosivos (18% do volume total).

O solo residual que o cobre superficialmente é escavável mediante retro escavadora convencional (30% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação

Os materiais obtidos mediante uma ripagem prévia (rocha alterada grau 4-5) serão aptos para construir aterros tipo solo-enrocamento (52% do volume total), a rocha sã (grau de alteração 3 ou menos) procedente das escavações mediante explosivos serão aptos para construir pedraplenos (18% do volume total).

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável mediante meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (30% do volume total).

- **Medidas complementares**

Tal como indicado no estudo de estabilidade estrutural, detectou-se uma possível cunha e um possível deslizamento plano na vertente direita.

Uma vez realizada a análise mediante o programa Swedge, observa-se que a cunha não alcança o equilíbrio, assim, devido ao pequeno tamanho do bloco gerado e a pouca continuidade das descontinuidades, foi considerado conveniente a colocação de uma malha de tripla torsão para a sustentação da descontinuidade.

Durante a fase de escavação, deve realizar-se um saneamento dos blocos potencialmente instáveis

Durante a fase de escavação do talude, se se confirmar a existência de blocos pequenos, de acordo com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens e no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.3.3. Escavação 8: Km 6+230-6+780

- **Descrição**

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica M_{O-C+M}, formada por xistos quartzo-feldespáticos. Nesta zona aparece um solo residual de entre 0,5 e 1,0m de espessura e por debaixo aparece a rocha meteorizada (W5-4). Abaixo desta rocha meteorizada estima-se a presença de rocha (W3-2).

A mesma apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 8,3 m, alcançada no Km 6+570 e com uma extensão total de 550 m.

Foi projectada com taludes 1V/1H, excepto no último metro superior, o qual se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Para o estudo desta escavação foram analisados um poço (PE-6.62), dois perfis sísmicos (GE-6.38 e GE-6.54) e uma sondagem (SE 6.49).

O solo residual detectado nos poços apresenta-se como uma areia siltosa, de grão fino a médio, cor castanha , misturada com fragmentos rochosos, passando a xistos decompostos a muito alterado (W5-W4). O poço alcança uma profundidade de 1,00 m, definindo a espessura de solo nesta escavação em 1,00 m.

Nas sondagens, além do solo de alteração, foi detectada rocha muito alterada (W4-W5), descrita no capítulo 3.5.1.3. Este material apresenta-se como um micaxisto de grão fino, cor acastanhada, muito fracturado e pouco alterado, com diaclases sub-verticais e a 80º em relação ao eixo de sondagem. Apresenta superfícies rugosas e óxidos ferruginosos nas fracturas. São visíveis veios de quartzo ao longo de todo o furo. O grau de alteração deste maciço rochoso é de grau 2, geralmente, ainda que haja um nível superficial entre 1,0 e 6,0m, mais meteorizado (W5-W4).

Os perfis sísmicos GE-6.38 e GE-6.54 assinalam um primeiro nível com velocidades inferiores a 1000 m/s, assumido com escavável, de espessura, geralmente inferior a 1 metro, coincidindo com os resultados obtidos dos poços. Em seguida existe um nível entre 1,00-5,00 m de profundidade, com velocidades inferiores a 1500 m/s e outro entre 1,00 e 6,00 m, com velocidades de 2000 m/s. Neste último define-se o limite de ripabilidade. Após estes níveis, aparece finalmente, o substrato rochoso.

Não se prevê que o nível freático afecte esta escavação, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que a constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos distintos planos de descontinuidade.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-1,00	<u>Solo residual</u>	
	Ângulo de atrito (φ):	32º
	Coesão (c):	10 kPa
	Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
1,00-6,00	<u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>	
	Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
	Coesão do maciço*	30 kPa
	Ângulo de atrito do maciço*	32º
	Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
	Coesão das descontinuidades	0 kPa
	*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.	
6,00-ind.	<u>Rocha sã (W2-W3)</u>	
	Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
	Coesão do maciço*	200 kPa
	Ângulo de atrito do maciço*	50º
	Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
	Coesão das descontinuidades	0 kPa
	*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.	

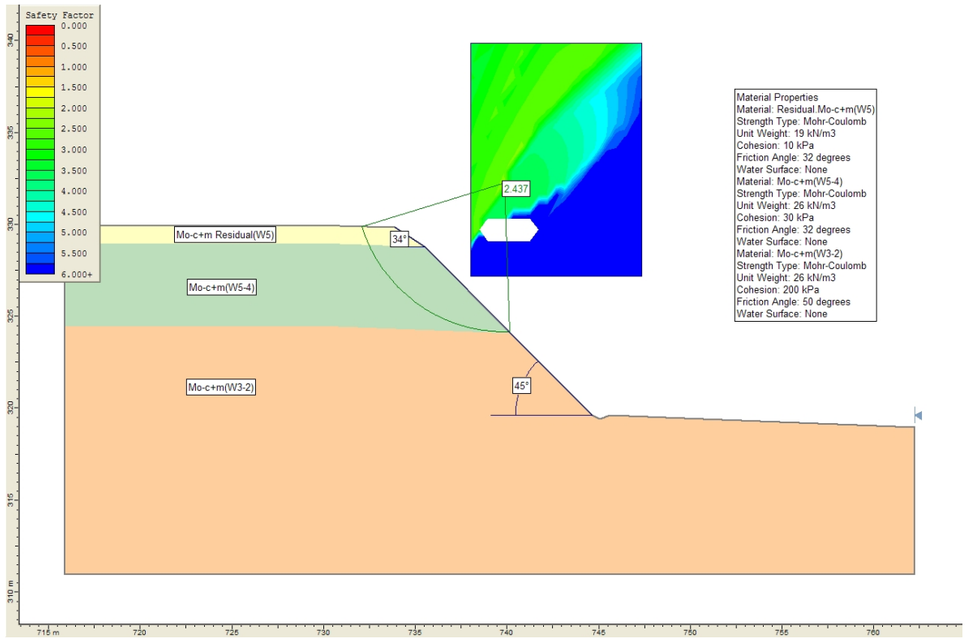


Figura. 4-29. Escavação 8: análise de estabilidade global

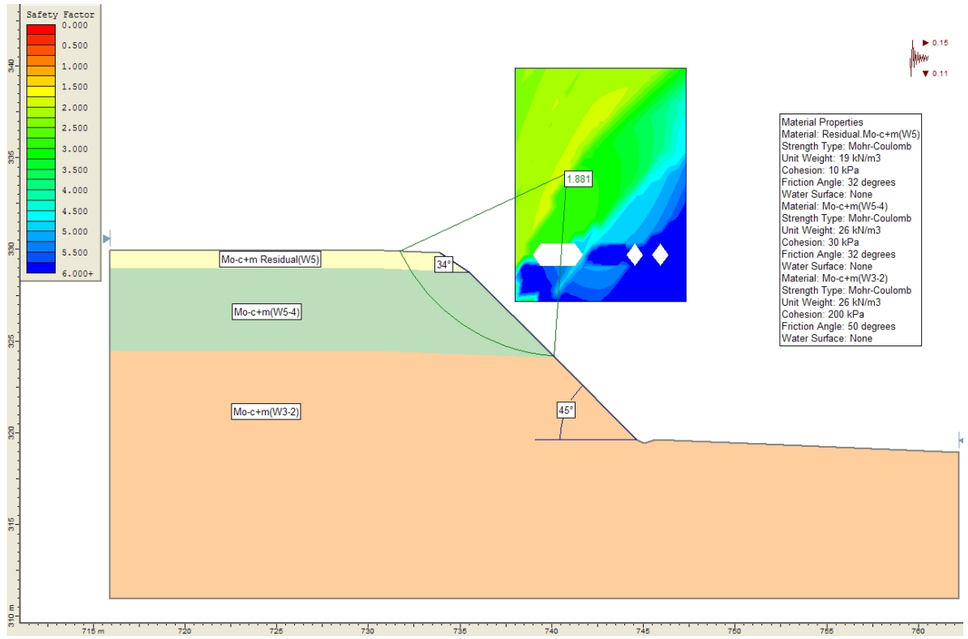


Figura. 4-30. Escavação 8: análise de estabilidade global – sismo Tipo I

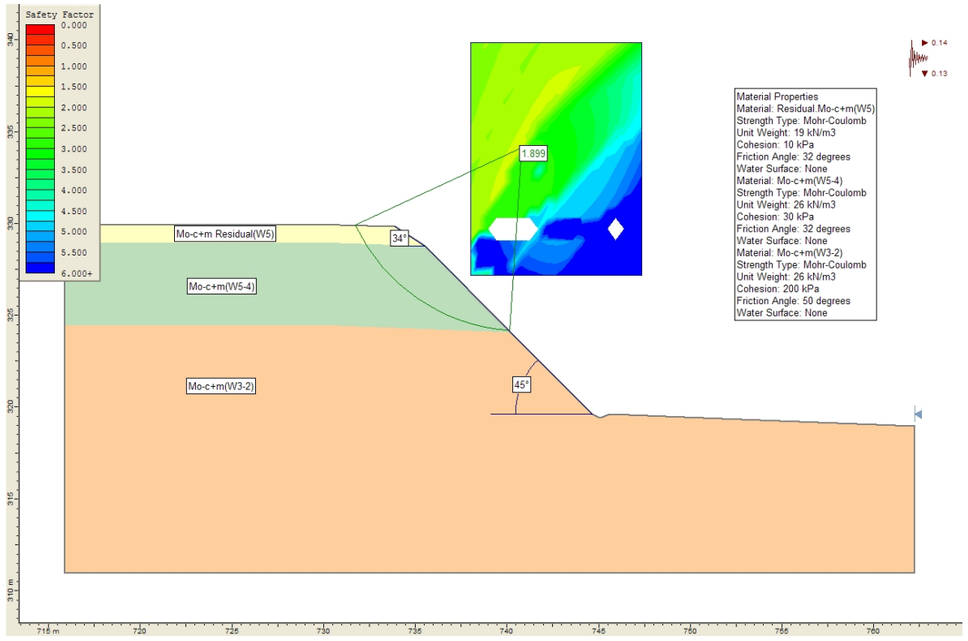


Figura. 4-31. Escavação 8: análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D8	2,437	1,881	1,899

Quadro 4-21. Escavação 5: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N50ºE
Talude margem direita	N140ºE/45º
Talude margem esquerda	N320ºE/45º

Quadro 4-22. Escavação 17: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta as estações geomecânicas GM-E03 e GM-E15 e as estações de campo EC-E5 eEC-E6 como se apresenta no **quadro 4-23**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE PLANO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-E 03	J1	282	68
	J1	322	64
	J1	292	66
	J1	288	88
	J1	308	56
	J1	324	58
	J2	34	76
	J2	74	80
	J2	54	78
	J3	102	32
	J3	128	24
	J3	134	80
EG-15	J1	40	60
	J1	46	56
	J1	51	82
	J1	54	60
	J1	34	60
	J2	342	68
	J2	332	70
	J2	348	60
	J3	124	38
	J3	118	38
	J3	119	32
EC-5	J1	160	80
EC-6	J1	186	78
	J2	306	82
	X1	188	44

Quadro 4-23. Escavação 8: Resumo planos considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade, foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas no campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizam-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-24:**

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
8	J1	N 118º E	033º
	J2	N 049ºE	069º
	J3	N 316º E	072º

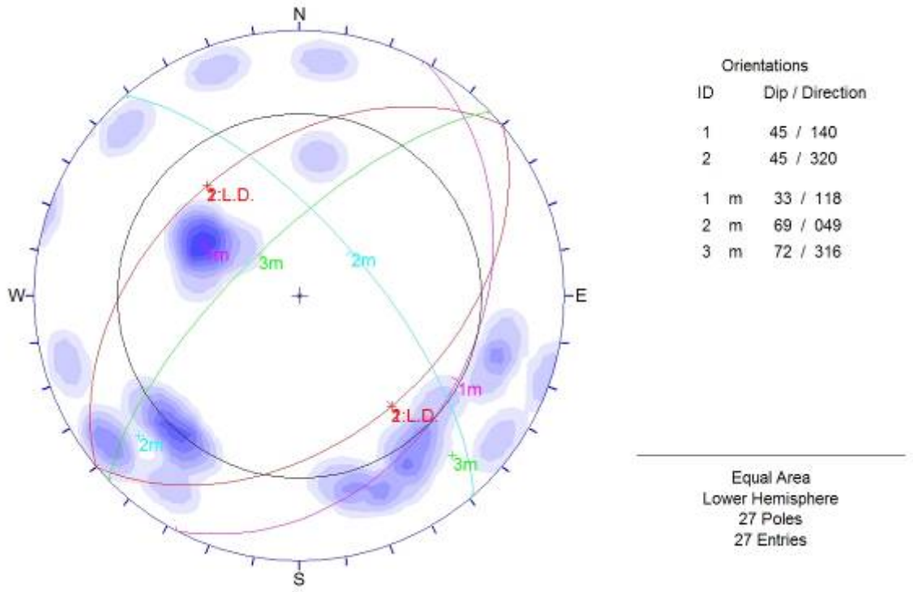
Quadro 4-24. Escavação 8: famílias de descontinuidades consideradas

Deve ter especial atenção na fase de obra, como se vão realizar escavações, porque podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (Deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos e grauvaques, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-32** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura 4-32. Escavação 8: deslizamento por cunha

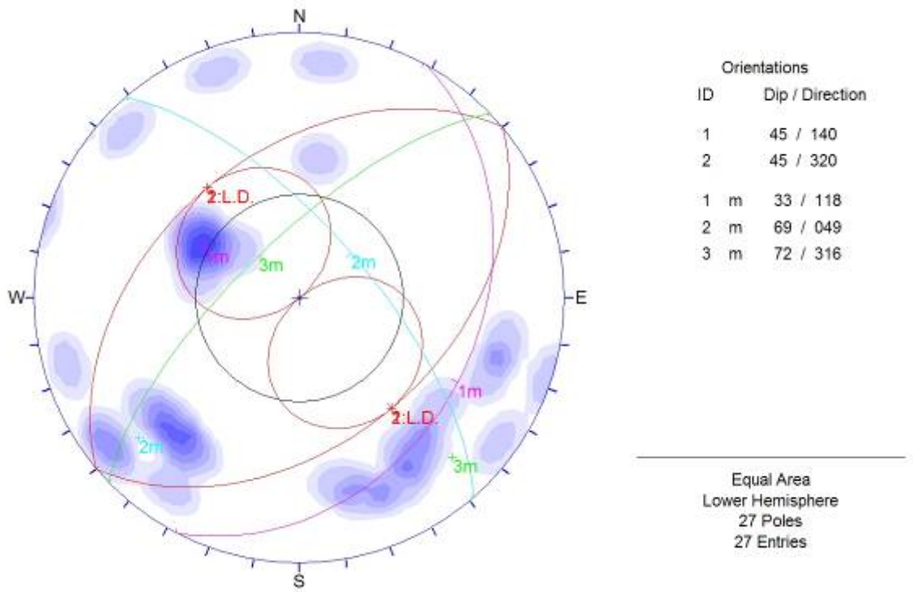
Uma vez realizada a análise de rotura em cunha, observa-se que na vertente direita as descontinuidades J1(118/33)-J2(049/69) formam uma possível cunha.

Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das descontinuidades, comprovando outros dados das juntas , tais como, espaçamento, continuidade e abertura, confirmando que realmente se forma a dita cunha.

No caso de se formar uma cunha será necessária a execução das medidas estabilizadoras de forma que se garanta a estabilidade do escavação, estas medidas serão realizadas dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado na sondagem, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

Deslizamento planar

A **Figura 4-33** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura. 4-33. Escavação 8: deslizamento planar

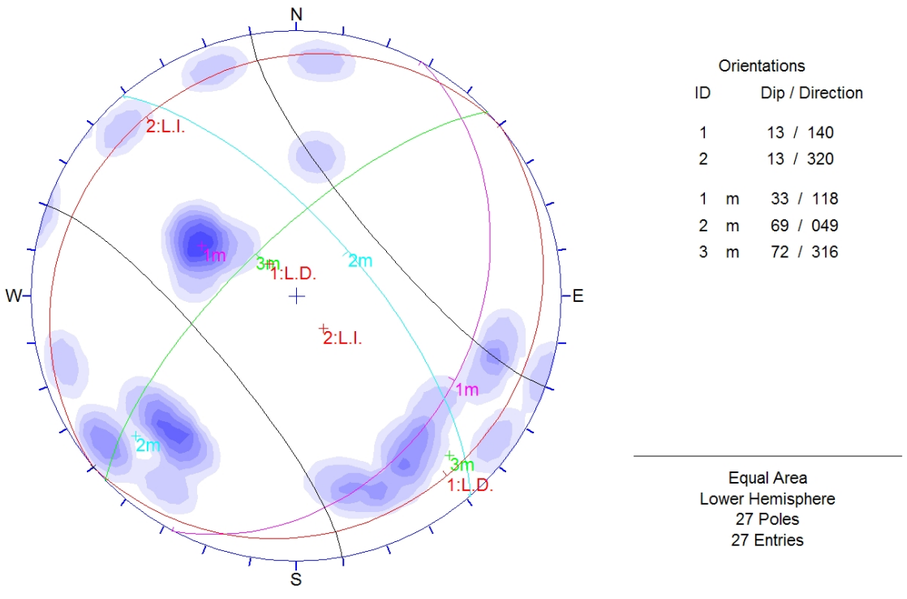
Uma vez realizada a análise da rotura plana, observa-se que na vertente direita a descontinuidade J1(118/33) pode provocar deslizamentos planos.

Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das descontinuidades, comprovando os outros dados da descontinuidade , tais como, espaçamento, continuidade e abertura, confirmando se realmente se produz deslizamento plano.

No caso de se formar deslizamento plano será necessária a execução das medidas estabilizadoras de forma que se garanta a estabilidade do escavação, estas medidas serão realizadas dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado na sondagem, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

Escorregamento (“toppling”)

Da análise geomecânica, incluída **Figura 4-34,** observa-se que pode existir um fenómeno de escorregamento com a descontinuidade J3, margem dereita. Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das mesmas descontinuidades, comprovando outros dados da J3, tais como, espaçamento, continuidade e abertura.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 - 3m:J3

Figura 4-34. Escavação 8: escorregamento

Caso se verifique instabilidade, será necessário adoptar alguma medida especial, dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal e como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

- **Escavabilidade**

O maciço rochoso intersectado por esta escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre o 1,00 e os 6,00m, em função do grau de alteração da rocha (51% do volume total), segundo o indicado pelo perfil sísmico realizado e pelo grau de alteração que apresentam as sondagens. A partir de dito intervalo de profundidades será escavável mediante explosivos (20% do volume total).

O solo residual de cobertura é escavável mediante retro escavadora convencional (29% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação.

Os materiais obtidos mediante uma ripagem prévia (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (51% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos serão válidos para construir pedraplenos (20% do volume total).

A rocha poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável mediante meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (29% do volume total).

Medidas complementares

Tal como indicado no estudo de estabilidade estrutural, detectou-se uma possível cunha e um possível deslizamento plano na vertente direita e algumas possíveis instabilidades por escorregamento na vertente dereita A análise das descontinuidades realizada permite considerar este desmonte estável estruturalmente pelo que não será necessário adoptar nenhuma medida especial.

Durante a fase de escavação do talude, deve-se confirmar a existência de blocos pequenos, em conformidade com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície da escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.3.4. Escavação 12: Km 7+665-7+970

- **Descrição**

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica $M_{O\text{-}C+M}$, formada por xistos quartzo feldespáticos. Nesta zona aparece um solo residual entre 1.0 e 2,0m de espessura e por debaixo aparece a rocha meteorizada (W5-4). Abaixo de tudo estima-se a presença de rocha meteorizada (W3-2).

A mesma apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 8,0 m, alcançada no Km 7+900 e com uma extensão total de 305 m.

Foi projectado com taludes 1V/1H, excepto os últimos dois metros superiores, o qual se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Para o estudo desta escavação foram analisados um poço (PE-7.84) e dois perfis sísmicos (GE-7.84 e GE-7.92).

O solo residual detectado no poço apresenta-se como uma areia siltosa, de grão fino a médio, cor castanha a castanha escura , misturada com fragmentos rochosos e torrões argilosos compactos, passando a xistos decompostos a muito alterados (W5-W4). O poço alcança uma profundidade de 1,20 m, definindo a espessura de solo nesta escavação em 2,00 m.

O substrato rochoso apresenta-se como um micaxisto de grão fino, cor acastanhada, muito fracturado e pouco alterado, com diaclases sub-verticais e a 80º em relação ao eixo de sondagem. Apresenta superfícies rugosas e óxidos ferruginosos nas fracturas.

Os perfis sísmicos GE-7.84 e GE-7.92 assinalam um primeiro nível com velocidades inferiores a 1000 m/s, assumido com escavável, de espessura compreendida entre 1,00 e 2,00 m, coincidindo com o resultado obtido no poço. Em seguida existe um nível entre 1,00-6,00 m de profundidade, com velocidades inferiores a 1500 m/s e outro entre 2,00 e 6,00 m, com velocidades de 2000 m/s. Neste último se define o limite de ripabilidade. Após estes níveis, aparece finalmente, o substrato rochoso.

Não se prevê que o nível freático afecte esta escavação, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que a constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos distintos planos de descontinuidade.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-2,00 <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

2,00-ind. <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	30 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	32º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

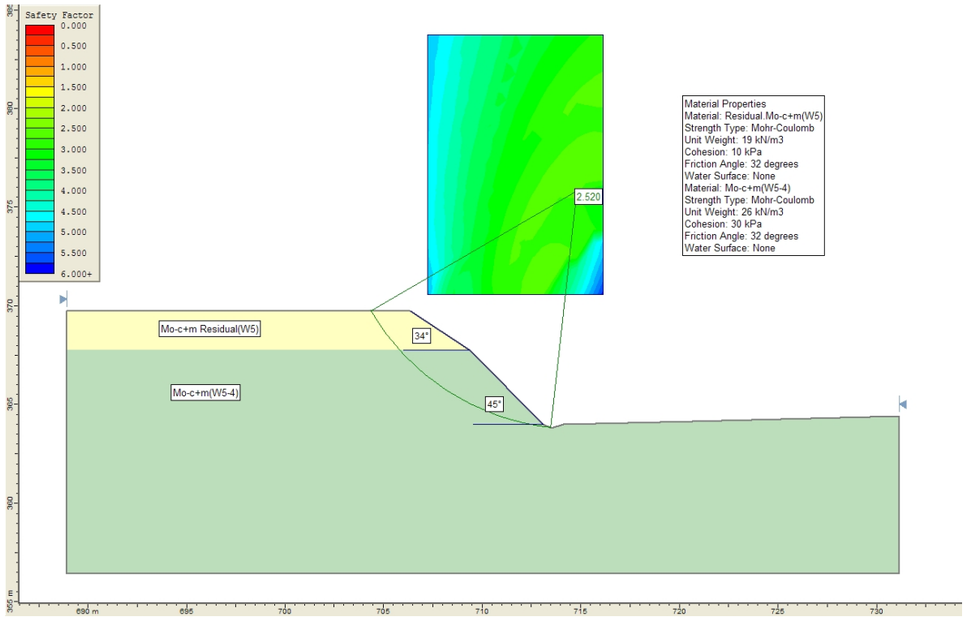


Figura 4-35. Escavação 12: análise de estabilidade global

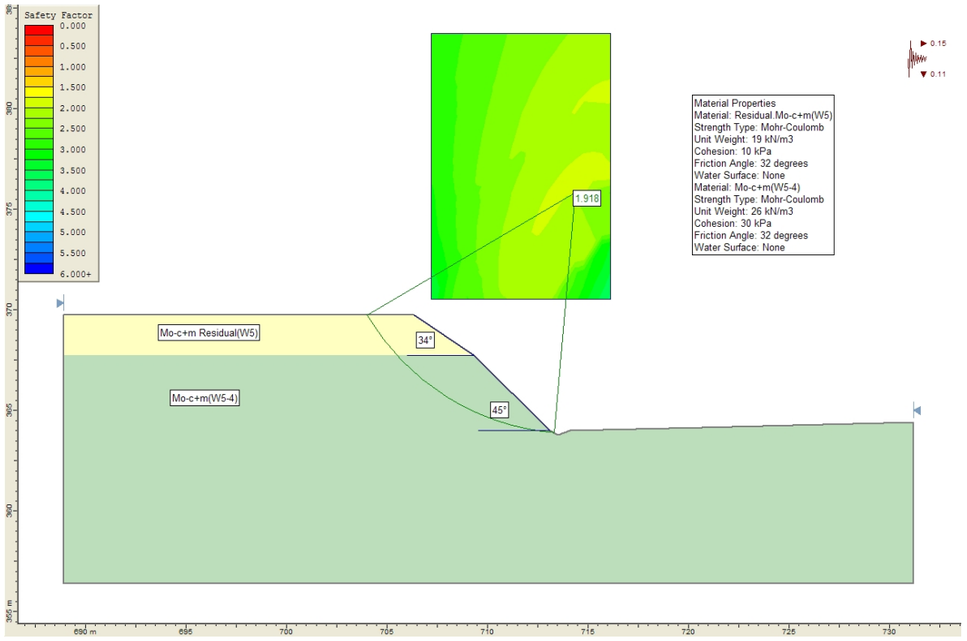


Figura.4-36 Escavação 12 análise de estabilidade global – sismo Tipo I

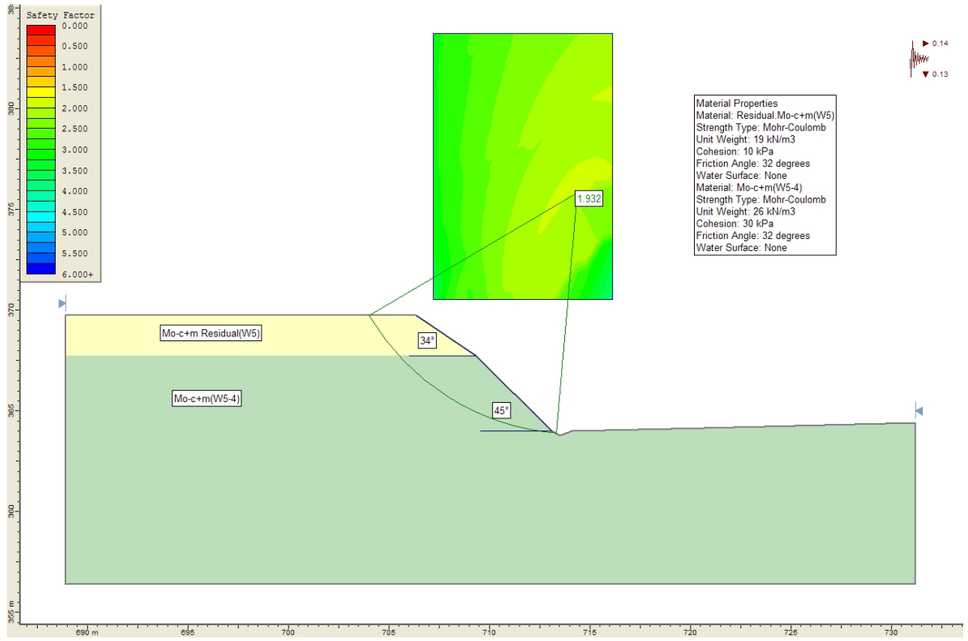


Figura.4-37 Escavação 12 análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D12	2,520	1,918	1,932

Quadro 4-25. Escavação 12:coeficiente de segurança estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, e estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N50ºE
Talude margem direita	N140ºE/45º
Talude margem esquerda	N320ºE/45º

Quadro 4-26. Escavação 12: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta a estação geomecânica GM-E03 e as estações de campo EC-E5, EC-E6 e EC-E7 como se apresenta no **Quadro 4-27**

ESTAÇÃO GEOMECÁNICA /FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE PLANO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-E 03	J1	282	68
	J1	322	64
	J1	292	66
	J1	288	88
	J1	308	56
	J1	324	58
	J2	34	76
	J2	74	80
	J2	54	78
	J3	102	32
	J3	128	24
	J3	134	80
EC-5	J1	160	80
EC-6	J1	186	78
	J2	306	82
	X1	188	44
EC-7	J1	285	88
	J2	352	86

Quadro 4-27. Escavação 12: Resumo planos considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-28**:

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
12	J1	N 302º E	074º
	J2	N 113ºE	027º
	J3	N 173ºE	84º

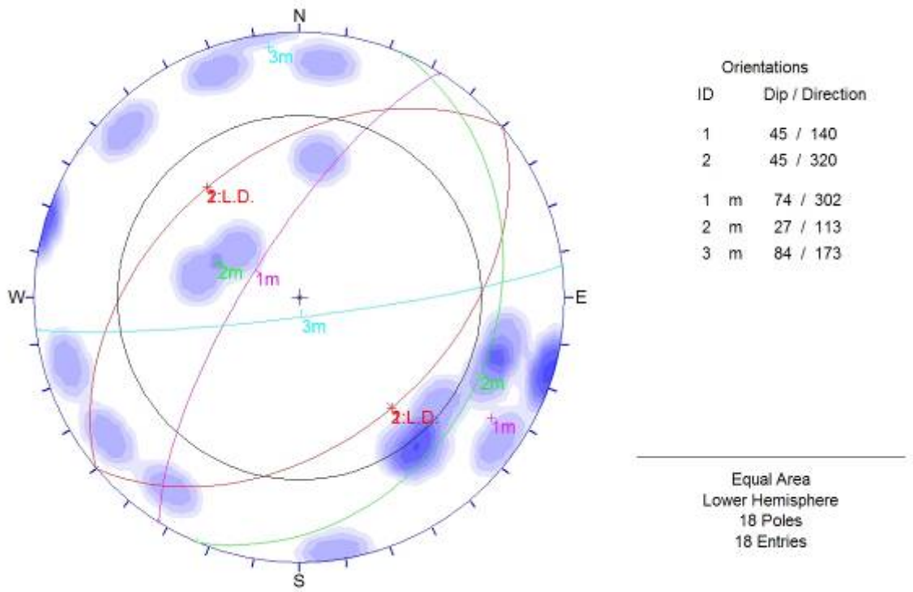
Quadro 4-28. Escavação 12: famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos e grauvaques, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-38** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura. 4-38. Escavação 12: deslizamento por cunha

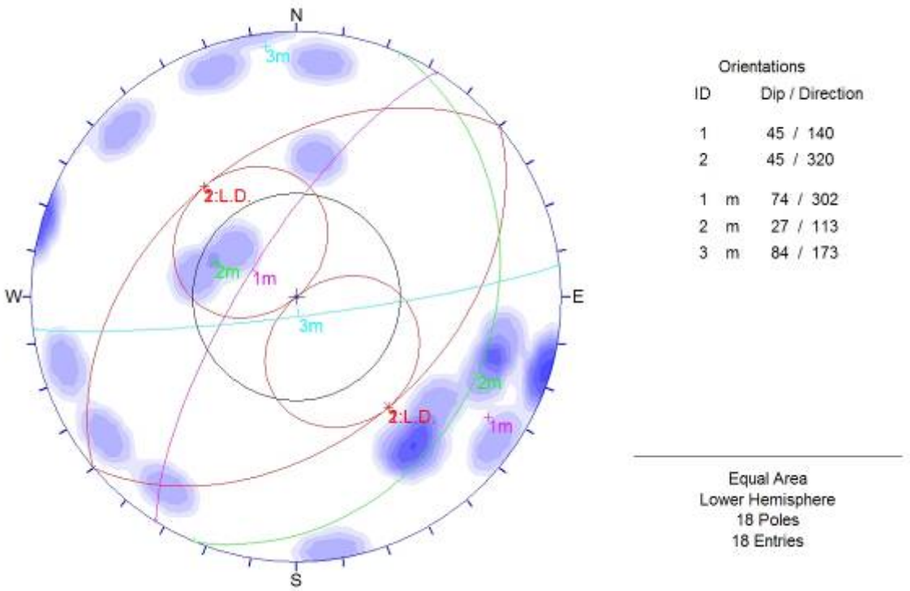
Uma vez realizada a análise de rotura em cunha, observa-se que na vertente direita as descontinuidades J2(113/27)-J3(173/84) formam uma possível cunha.

Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das descontinuidades, comprovando outros dados das mesmas, tais como, espaçamento, continuidade e abertura, confirmando que realmente se forma cunha referida.

No caso em se confirme a formação da cunha será necessária a execução de medidas estabilizadoras de forma a garantir a estabilidade do escavação, estas medidas serão realizadas dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal e como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado na sondagem, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

Deslizamento planar

Na **Figura 4-39** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



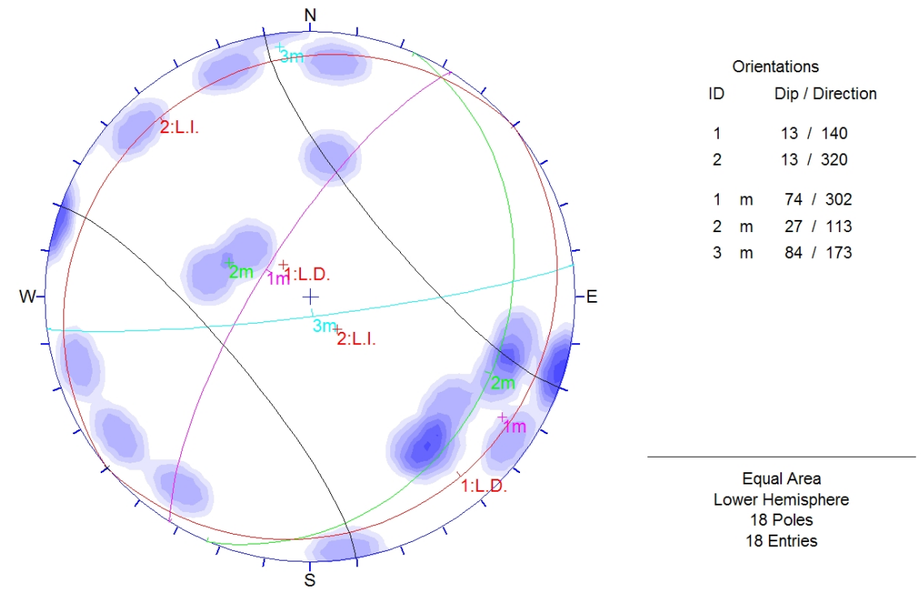
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura 4-39. Escavação 12: deslizamento planar

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura.

Escorregamento (“toppling”)

Na **Figura 4-40** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representam as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura. 4-40. Escavação 12: escorregamento

Da análise geomecânica, observa-se que pode existir um fenómeno de escorregamento com a descontinuidade J1, margem dereita. Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das mesmas descontinuidades, comprovando outros dados da J1, tais como, espaçamento, continuidade e abertura.

Caso se verifique instabilidade, será necessário adoptar alguma medida especial, dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal e como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

- **Escavabilidade**

O maciço rochoso intersectado por esta escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre 2,00 e 6,00m, em função do grau de alteração da rocha (55% do volume total), segundo o indicado pelo perfil sísmico realizado e pelo grau de alteração que apresenta nas sondagens. A partir desse intervalo de profundidades será escavável mediante explosivos (8% do volume total).

O solo residual que o cobre é escavável mediante retro escavadora convencional (37% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação.

Os materiais obtidos através de uma primeira ripagem (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (55% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos será válida para construir pedraplenos (8 do volume total).

A rocha poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável por meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (37% do volume total).

Medidas complementares

Tal como indicado no estudo de estabilidade estrutural, assinalou-se uma possível cunha na vertente direita, algumas possíveis instabilidades por escorregamento na vertente dereita. A análise de descontinuidades realizada permitem considerar este desmonte estável estruturalmente pelo que não será necessário adoptar nenhuma medida especial.

Durante a fase de escavação do talude, deve-se confirmar a existência de blocos pequenos, em conformidade com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; é necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície da escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.3.5. Escavação 13: 8+195-8+480

- **Descrição**

A mesma apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 8,0 m, alcançada no Km 8+430 e com uma extensão total de 285 m.

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica M_{O-MX}, formada por micaxistos.

Para o estudo desta escavação estava previsto a realização de um poço (PE-8.38) e um perfil sísmico (GE-8.45) e uma sondagem (VI-E 08.02-S1). Não se pode realizar nenhuma prospecção por não se ter obtido as correspondentes autorizações por parte dos proprietários dos terrenos sobre os quais se iam executar.

Devido à falta de prospecções nesta escavação, foi estimada de forma conservadora uma espessura de rocha alterada (rocha (W4-W5) + solo residual) de 5,50 m até a rocha sã (W3-W2).

Tendo em conta esta incerteza foi tida em conta a situação mais desfavorável considerando que a espessura de rocha alterada seja composta inteiramente de solo residual.

Foi projectada com taludes 1V/1H, excepto os últimos 5,5 m metros superiores, o qual se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Não se prevê que o nível freático afecte esta escavação, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que a constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos distintos planos de descontinuidade.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-5,50 Solo residual / Maciço rochoso muito alterado (W4-W5). Tendo em conta esta incerteza, os parâmetros adoptados para o cálculo foram os característicos do solo residual.

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

5,50-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	200 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	50º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

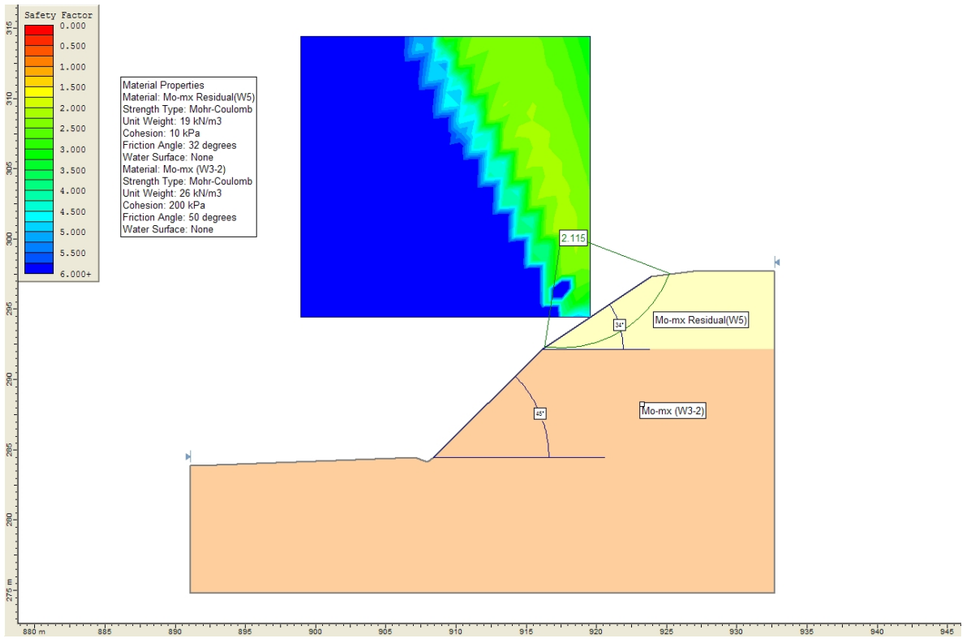


Figura. 4-41. Escavação 13: análise de estabilidade global

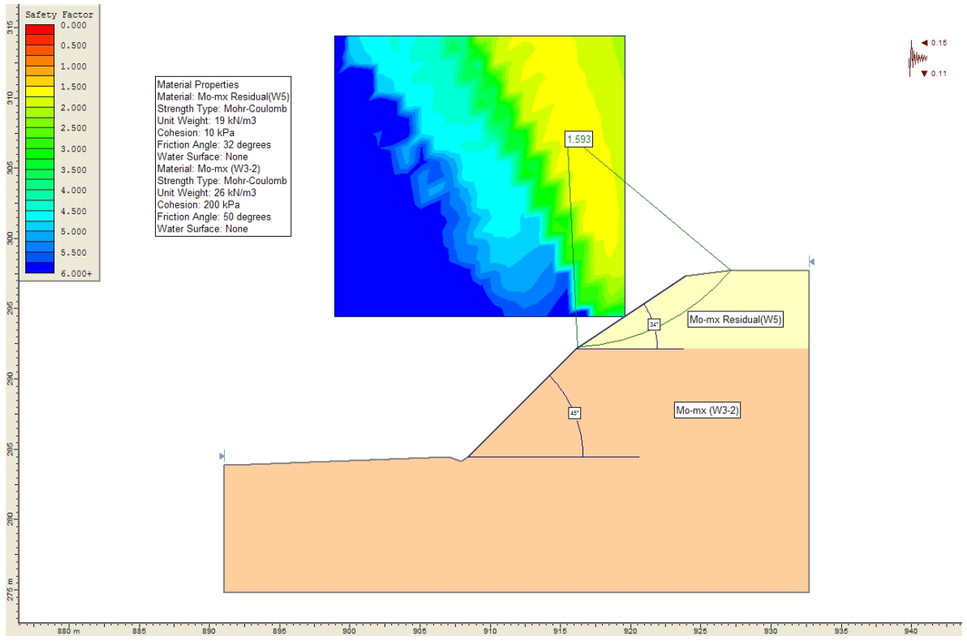


Figura.4-42. Escavação 13 análise de estabilidade global – sismo Tipo I

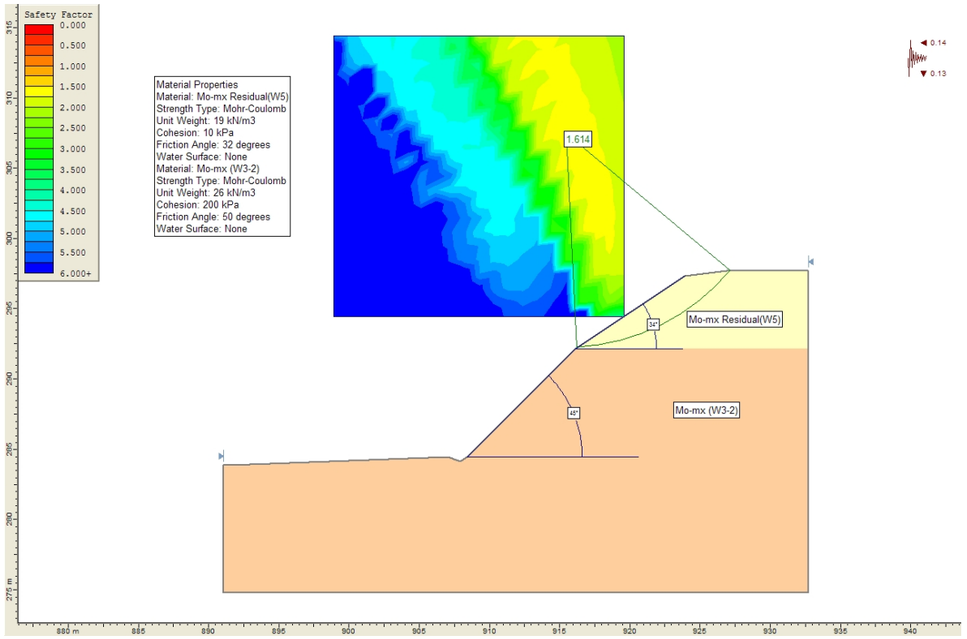


Figura.4-43 Escavação 13 análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D13	2.115	1.593	1.614

Quadro 4-29. Escavação 13:coeficiente de segurança estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N45ºE
Talude margem direita	N135ºE/45º
Talude margem esquerda	N315ºE/45º

Quadro 4-30 Escavação 13: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta a estação geomecânica GM-E03 e a estação de campo EC-E7 como se apresenta no **Quadro 4-31**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE PLANO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-E 03	J1	282	68
	J1	322	64
	J1	292	66
	J1	288	88
	J1	308	56
	J1	324	58
	J2	34	76
	J2	74	80
	J2	54	78
	J3	102	32
	J3	128	24
	J3	134	80
EC-7	J1	285	88
	J2	352	86

Quadro 4-31. Escavação 13: Resumo planos considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns "sets" (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-32**

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
13	J1	N 301º E	073º
	J2	N 113ºE	027º
	J3	N 054ºE	78º

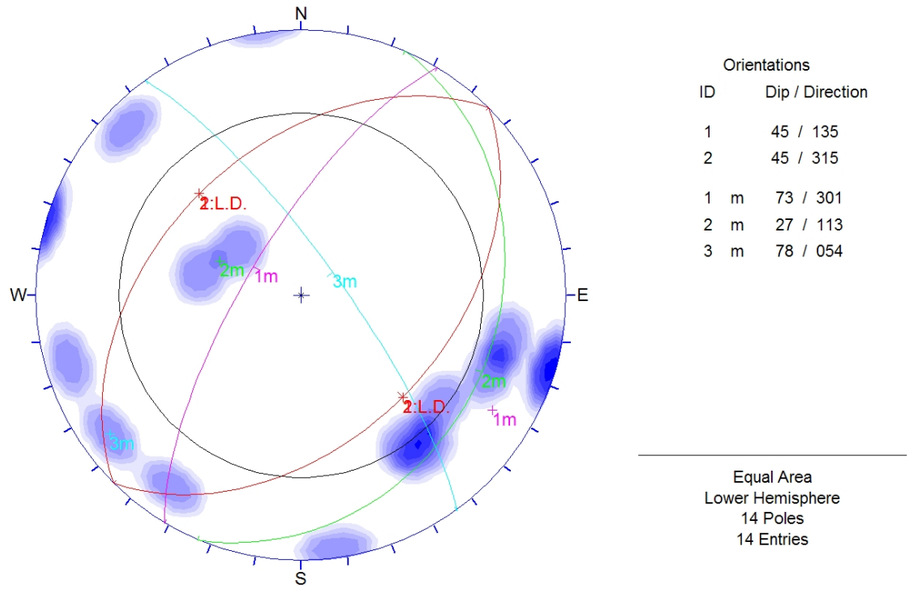
Quadro 4-32 Escavação 13: famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos e grauvaques, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-44** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



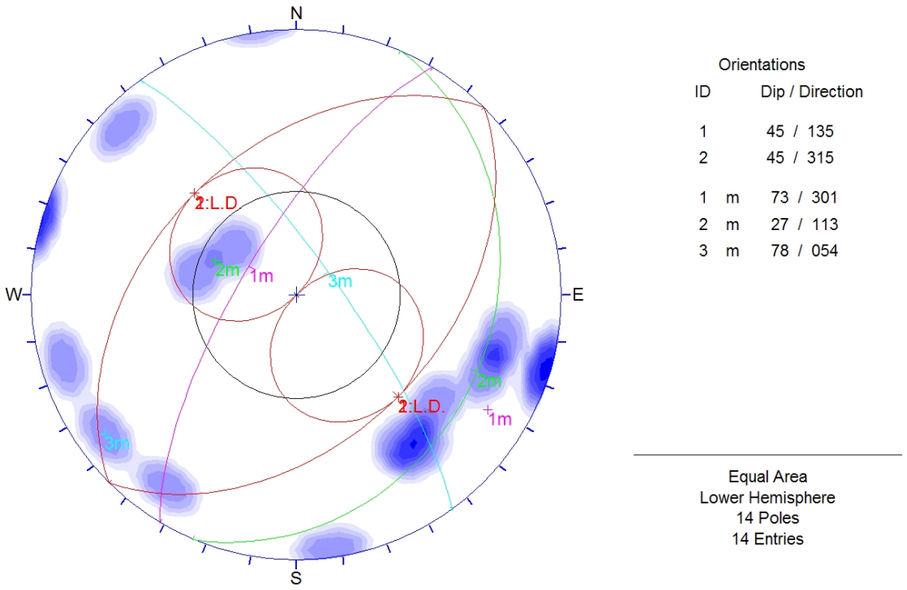
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura. 4-44. Escavação 13: deslizamento por cunha

Uma vez realizado a análise de rotura em cunha, não se observa a probabilidade de que possa ocorrer este tipo de rotura.

Deslizamento planar

Na **Figura 4-45** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



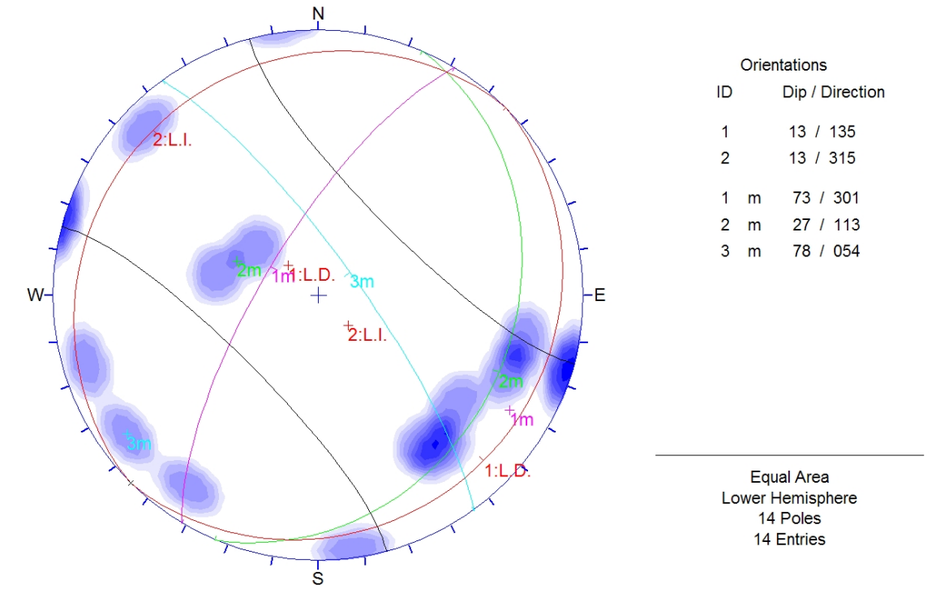
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura 4-45. Escavação 13: deslizamento planar

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura.

Escorregamento (“toppling”)

Na **Figura. 4-46** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representou as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura 4-46. Escavação 13: escorregamento

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura

- **Escavabilidade**

Estima-se que o maciço rochoso intersectado por esta escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre 2,00 e 5,50, em função do grau de alteração da rocha (89% do volume total). A partir de desse intervalo de profundidades será escavável mediante explosivos (11% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação.

Os materiais obtidos através de uma primeira ripagem (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (89% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos será válida para construir pedraplenos (11% do volume total).

- **Medidas complementares**

Após realizada a análise estrutural do escavação, não se verifica a possibilidade de que se produzam blocos instáveis,.pelo que não propõe medidas complementares.

Durante a fase de escavação do talude, deve-se confirma a existência de blocos pequenos, em conformidade com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.3.6. Escavação 14: 8+690-9+095

- **Descrição**

A mesma apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 13,0 m, alcançada no Km 8+930 e com uma extensão total de 405 m.

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica $M_{O\text{-}MX}$, formada por micaxistos.

Para o estudo desta escavação estava previsto a realização de um poço (PE-8.98) e dois perfis sísmicos (GE-8.94 e GE-9.02). Não se pode realizar nenhuma prospecção por não se ter obtido as correspondentes autorizações por parte dos proprietários dos terrenos sobre os quais se iam executar.

Devido à falta de prospecções nesta escavação, foi estimada de forma conservadora uma espessura de rocha alterada (rocha (W4-W5) + solo residual) de 4 m até a rocha sã (W3-W2).

Tendo em conta esta incerteza foi tida em conta a situação mais desfavorável considerando que a espessura de rocha alterada seja composta inteiramente de solo residual.

Foi projectada com taludes 1V/1H, excepto os últimos quatro metros superiores, o qual se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Não se prevê que o nível freático afecte esta escavação, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que a constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos distintos planos de descontinuidade.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0,00-4,00 Solo residual / Maciço rochoso muito alterado (W4-W5). Tendo em conta esta incerteza, os parâmetros adoptados para o cálculo foram os característicos do solo residual.

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

4,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	200 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	50º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

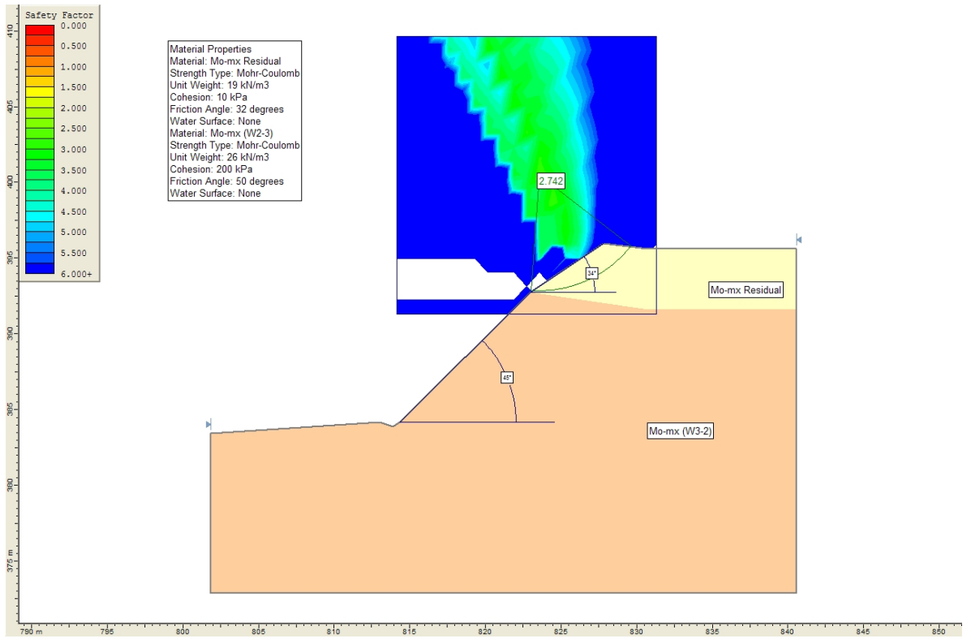


Figura. 4-47. Escavação 14: análise de estabilidade global

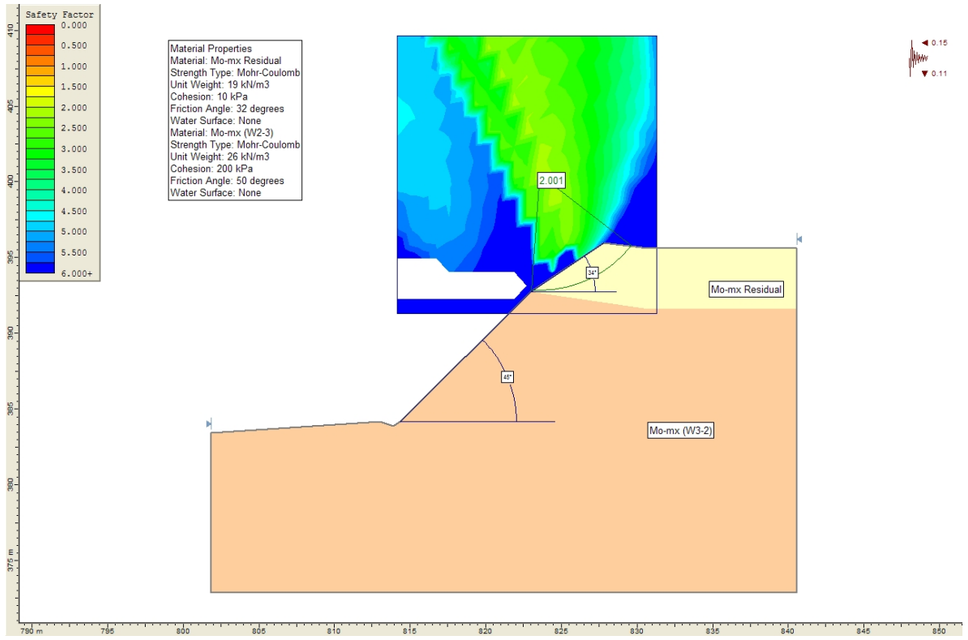


Figura.4-48. Escavação 14 análise de estabilidade global – sismo Tipo I

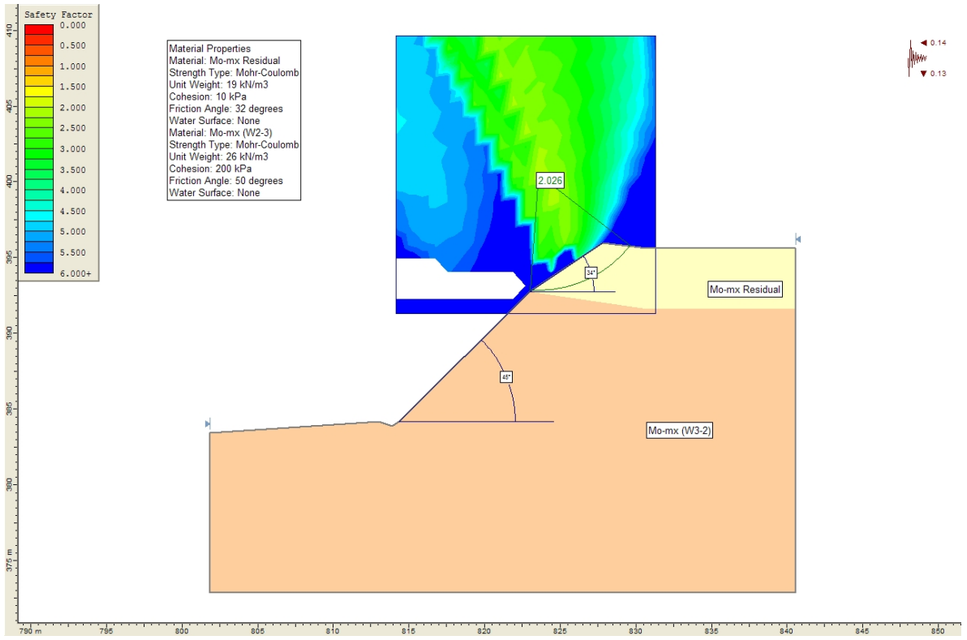


Figura.4-49 Escavação 14 análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D14	2,742	2,001	2,026

Quadro 4-33. Escavação 14:coeficiente de segurança estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N28ºE
Talude margem direita	N118ºE/45º
Talude margem esquerda	N298ºE/45º

Quadro 4-34 Escavação 14: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta a estação geomecânica GM-E03 e a estação de campo EC-E7 como se apresenta no **Quadro 4-35**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	**TIPO DE PLANO**	**DIR. INCLINAÇÃO**	**INCLINAÇÃO**
EG-E 03	J1	282	68
	J1	322	64
	J1	292	66
	J1	288	88
	J1	308	56
	J1	324	58
	J2	34	76
	J2	74	80
	J2	54	78
	J3	102	32
	J3	128	24
	J3	134	80
EC-7	J1	285	88
	J2	352	86

Quadro 4-35. Escavação 14: Resumo planos considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-36**

ESCAVAÇÃO	**PLANO**	**DIP DIRECÇÃO**	**DIP**
14	J1	N 301º E	073º
	J2	N 113ºE	027º
	J3	N 054ºE	78º

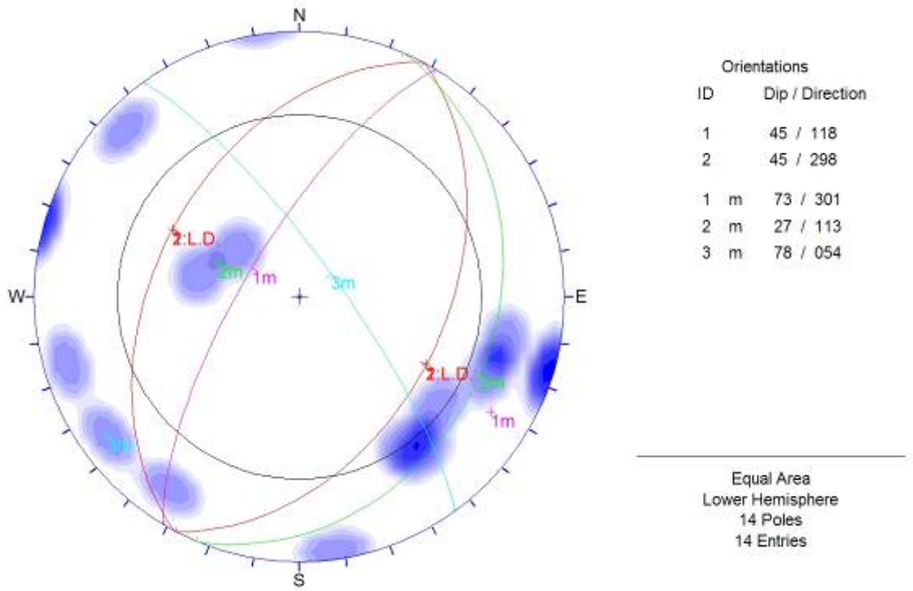
Quadro 4-36 Escavação 14: famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos e grauvaques, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-50** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



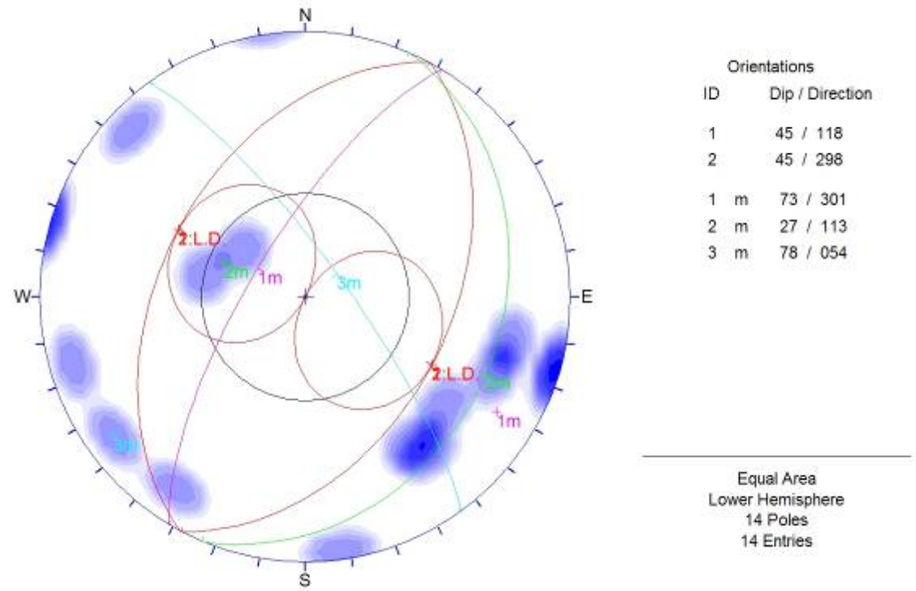
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura. 4-50. Escavação 14: deslizamento por cunha

Uma vez realizado a análise de rotura em cunha, não se observa a probabilidade de que possa ocorrer este tipo de rotura.

Deslizamento planar

Na **Figura 4-51** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



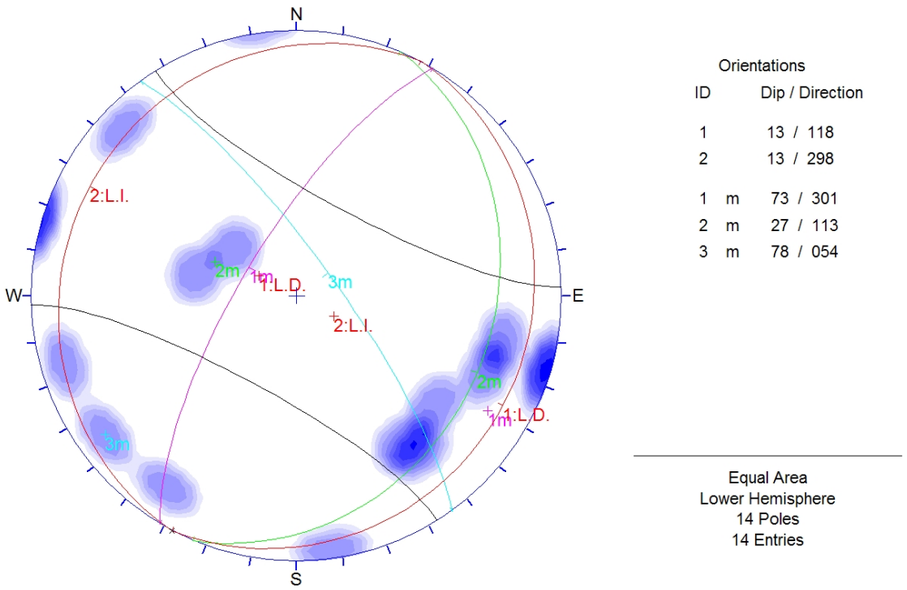
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura 4-51. Escavação 14: deslizamento planar

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura.

Escorregamento ("toppling")

Na **Figura. 4-52** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representou as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento.



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m:J2 – 3m:J3.

Figura 4-52. Escavação 14: escorregamento

Da análise geomecânica, observa-se que pode existir um fenómeno de escorregamento com a descontinuidade J1, margem dereita. Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das mesmas descontinuidades, comprovando outros dados da J1, tais como, espaçamento, continuidade e abertura.

Caso se verifique instabilidade, será necessário adoptar alguma medida especial, dependendo do tamanho dos blocos instáveis. Para blocos pequenos, tal e como se prevê de acordo com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens.

- **Escavabilidade**

Estima-se que o maciço rochoso intersectado por esta escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre 2,00 e 4,00m, em função do grau de alteração da rocha (55% do volume total). A partir de desse intervalo de profundidades será escavável mediante explosivos (10% do volume total).

O solo residual que o cobre superficialmente é escavável mediante retro escavadora convencional (35% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação.

Os materiais obtidos através de uma primeira ripagem (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (55% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos será válida para construir pedraplenos (10% do volume total).

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável mediante meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (35% do volume total).

- **Medidas complementares**

Tal como indicado no estudo de estabilidade detectou-se algumas possíveis instabilidades por escorregamento na vertente dereita. A análise das descontinuidades realizada permite considerar este desmonte estável estruturalmente pelo que não será necessário adoptar nenhuma medida especial.

Durante a fase de escavação do talude, deve-se confirma a existência de blocos pequenos, em conformidade com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.3.7. Escavação 15: Km 9+140-10+580

- **Descrição**

O mesmo apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 25,00 m, alcançada no Km 10+000 e com uma extensão total de 1440 m.

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica M_{O-C+M}, formada por xistos quartzo feldespáticos.

Para o estudo desta escavação estava previsto a realização de dois poços (PE-10.1 e PE 10.23), três perfis sísmicos (GE-9.95, GE 10.18 e GE-10.30) e sete sondagems (PS-E 09.01-S1, PS-E 09.01-S2, PS-E 09.01-S3, SE 10.05, PS-E 10.01-S1, PS-E 10.01-S2 e PS-E 10.01-S3). Não se pôde realizar nenhuma prospecção por não se ter obtido as correspondentes autorizações por parte dos proprietários dos terrenos sobre os quais se iriam executar.

Devido à falta de prospecções nesta escavação, foi estimado de forma conservadora uma espessura de rocha alterada (rocha (W4-W5) + solo residual) de 8 m até a rocha sã (W3-W2).

Tendo em conta esta incerteza, ponderou-se a situação mais desfavorável considerando que a espessura de rocha alterada seja constituída totalmente por solo residual.

Foi projectado com taludes 1V/1H, excepto os últimos oito metros superiores, os quais se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Não se prevê que o nível freático afecte este desmonte, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Para esta escavação foi analisada a estabilidade global do maciço que a constitui, aplicando os parâmetros de Mohr-Coulomb obtidos no ajuste de Hoek e Brown. Foi também realizado um estudo de estabilidade, com respeito aos distintos planos de descontinuidade.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0.00-8.00 Solo residual / Maciço rochoso muito alterado (W4-W5). Tendo em conta esta incerteza, considerou-se os parâmetros característicos de solo residual para o cálculo.

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

8,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Peso específico aparente	26,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	200 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	50º
Ângulo de atrito das descontinuidades	32º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

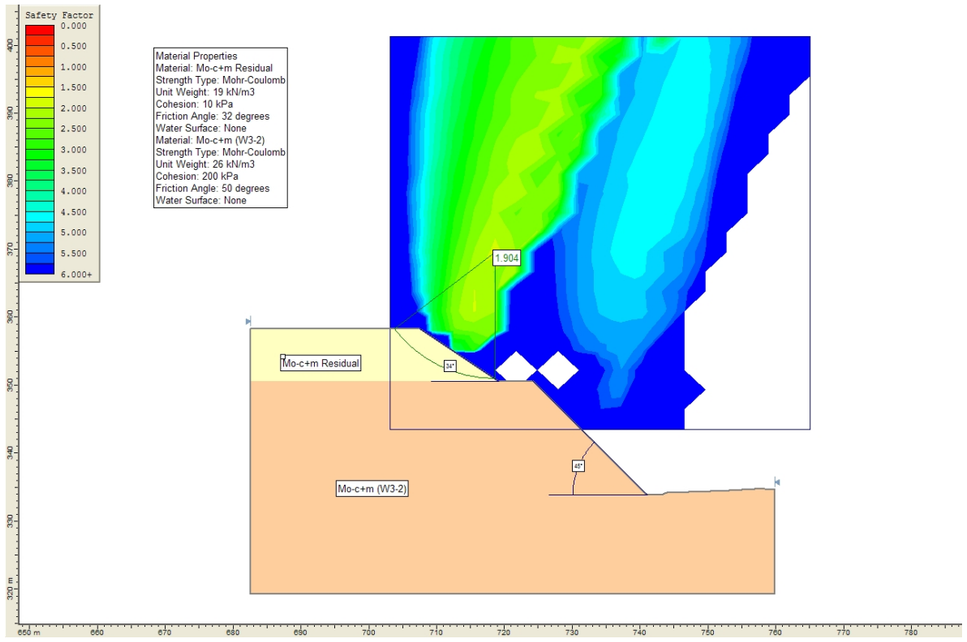


Figura. 4-53 Escavação 15: análise de estabilidade global

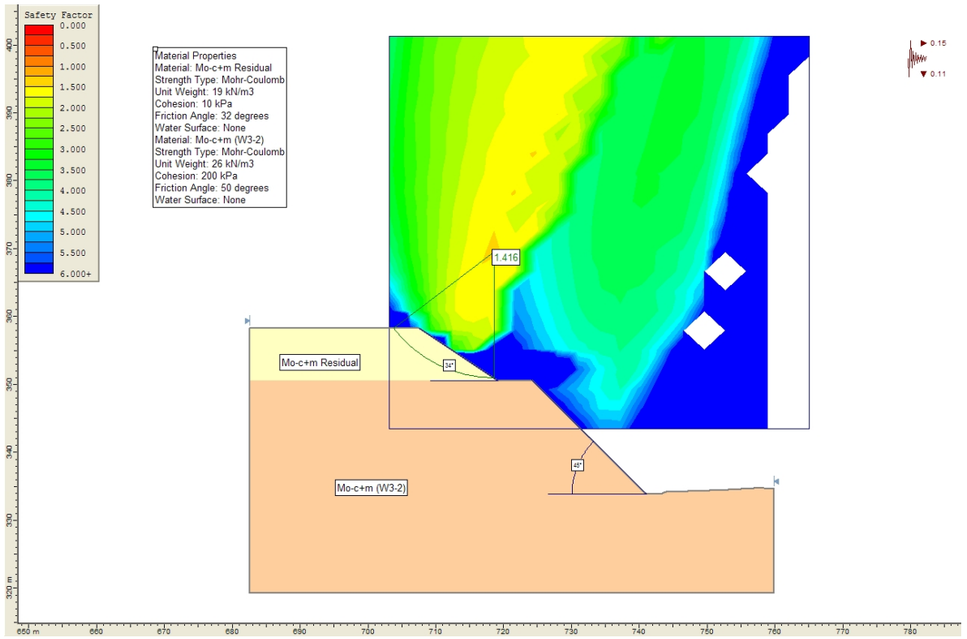


Figura. 4-54. Escavação 15: análise de estabilidade global – sismo Tipo I

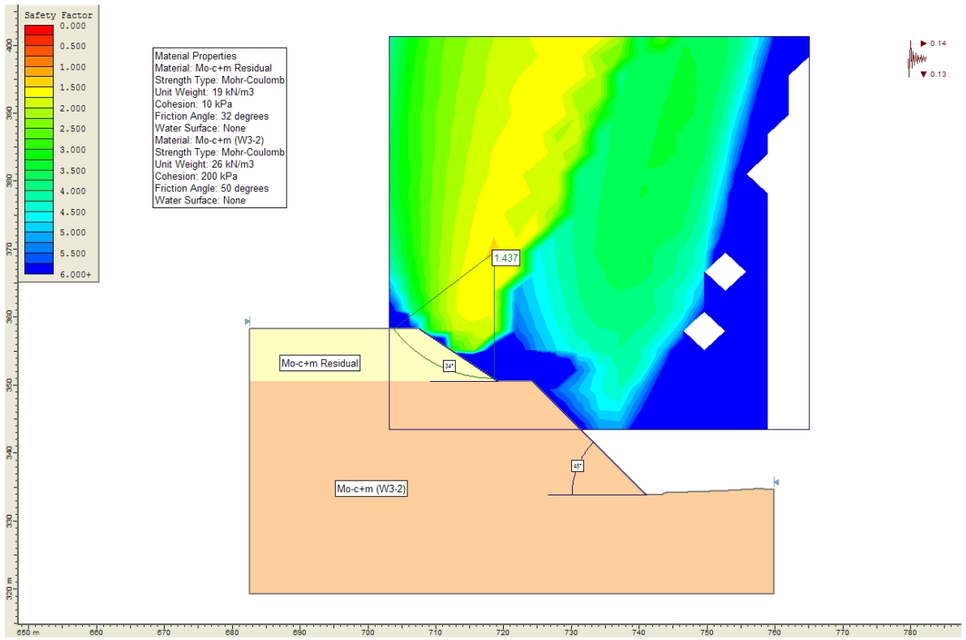


Figura. 4-55. Escavação 15: análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D15	1,904	1,416	1,437

Quadro 4-37. Escavação 15: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das escavações das margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N155ºE
Talude margem direita	N065ºE/45º
Talude margem esquerda	N245ºE/45º

Quadro 4-38. Escavação 15: direcções

Para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta os dados procedentes das estações geomecânicas GM-E 10, GM-E11, GM-E12, GM-E13 e GM-E14 como se apresenta no **Quadro 4-39**

ESTAÇÃO GEOMECÂNICA/FICHA TALUDE/ESTAÇÃO CAMPO	TIPO DE PLANO	DIR. INCLINAÇÃO	INCLINAÇÃO
EG-E 10	S0	206	48
	S0	212	51
	S0	214	48
	S0	170	38
	J1	288	82
	J1	314	82
	J1	283	84
	J1	306	81
	J2	80	16
	J2	128	12
	J2	86	44
	J2	104	22
EG-11	J1	240	76
	J1	254	86
	J1	230	82
	J2	312	88
	J2	308	82
	J2	322	82
	J3	322	34
	J3	350	52
	J3	332	34
EG-12	J1	290	60
	J1	274	60
	J1	262	70
	J2	352	38
	J2	2	42
	J2	356	42
	J3	202	82
	J3	168	80
	J3	168	78
EG-13	J1	90	76
	J1	38	80
	J1	50	76
	J2	316	78
	J2	348	54
	J2	315	68
	J3	172	81
	J3	167	80
	J3	169	68
EG-14	J1	238	62
	J1	228	72
	J1	232	60
	J2	128	40
	J2	122	56
	J2	120	48
	J3	80	60
	J3	48	50
	J3	102	78

Quadro 4-39 Escavação 15:

Resumo planos considerados nos Dips

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-40**

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
15	X0	N 223º E	071º
	J1	N 169ºE	077º
	J2	N 347º E	042º
	J3	N 313º E	080º
	J4	N 103ºE	044º

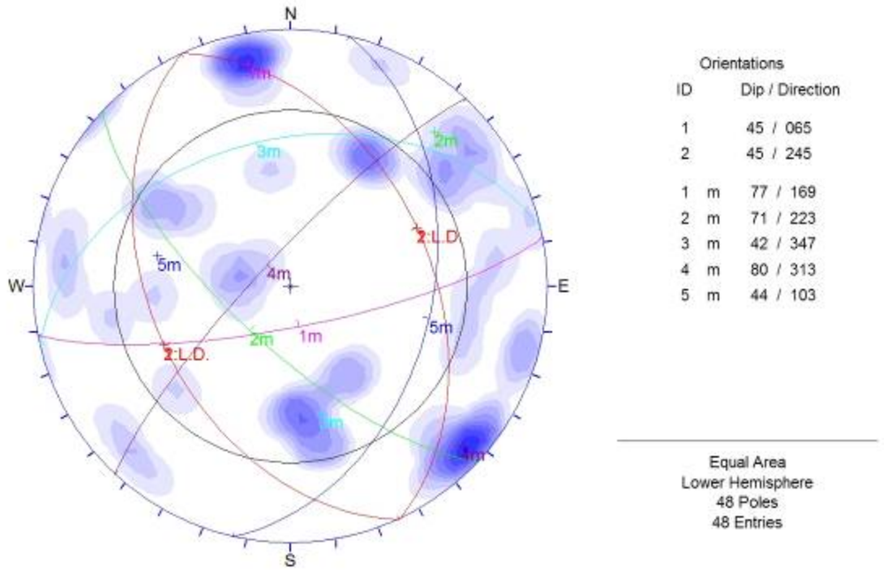
Quadro 4-40. Escavação 15: famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 32º, tal como se justifica no capítulo 3.5.1.3 Xistos e grauvaques, assim como uma coesão nula.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-56** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m: X0 – 3m: J2 – 4m: J3 – 5m: J4

Figura. 4-56. Escavação 15: deslizamento por cunha

Uma vez realizado a análise de rotura em cunha, observa-se que na vertente direita as descontinuidades J4(103/44)-J2(347/42), J4(103/44)-J3(313/80) e J3(313/80)-J2(347/42) formam uma possível cunha.

Também se pode observar que as famílias X0(223/71)-J3(313/80), não formam cunha.

A geometria a estabilidade destas cunhas foram analisados com o programa SWEDGE, versão 5.0 da empresa Rocscience, como se apresenta nas **Figuras 4.57, 4.58 e 4.59.**

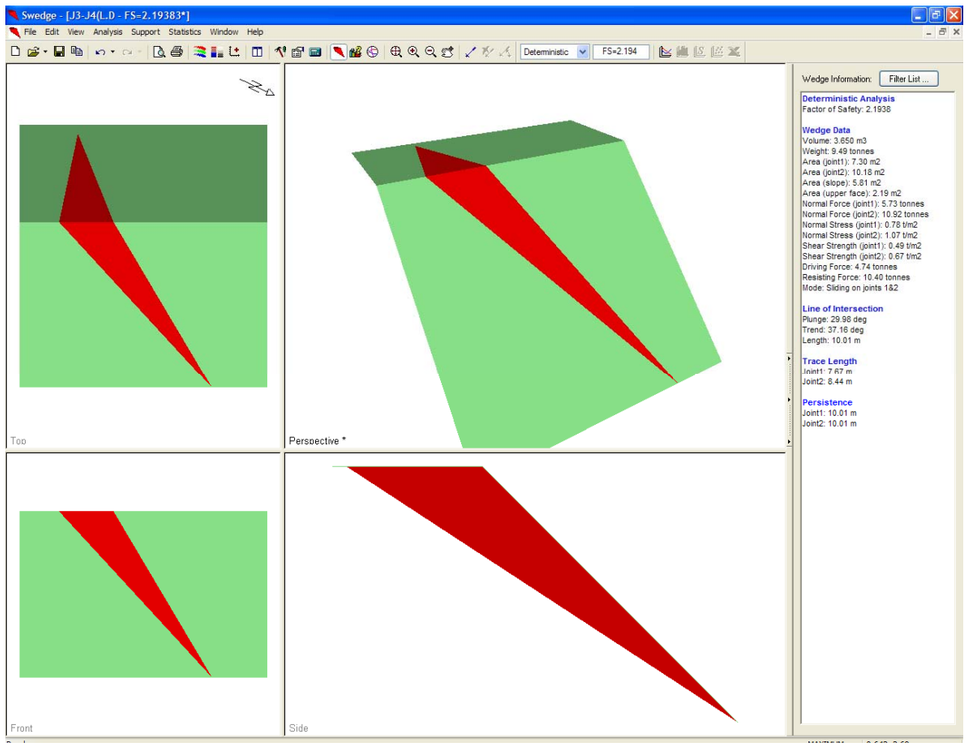


Figura 4-57. Análise da cunha J2 (347/42)-J3 (313/80).

Da análise obtém-se um factor de segurança de 2,19, superior ao exigido de F.S.>1,5.

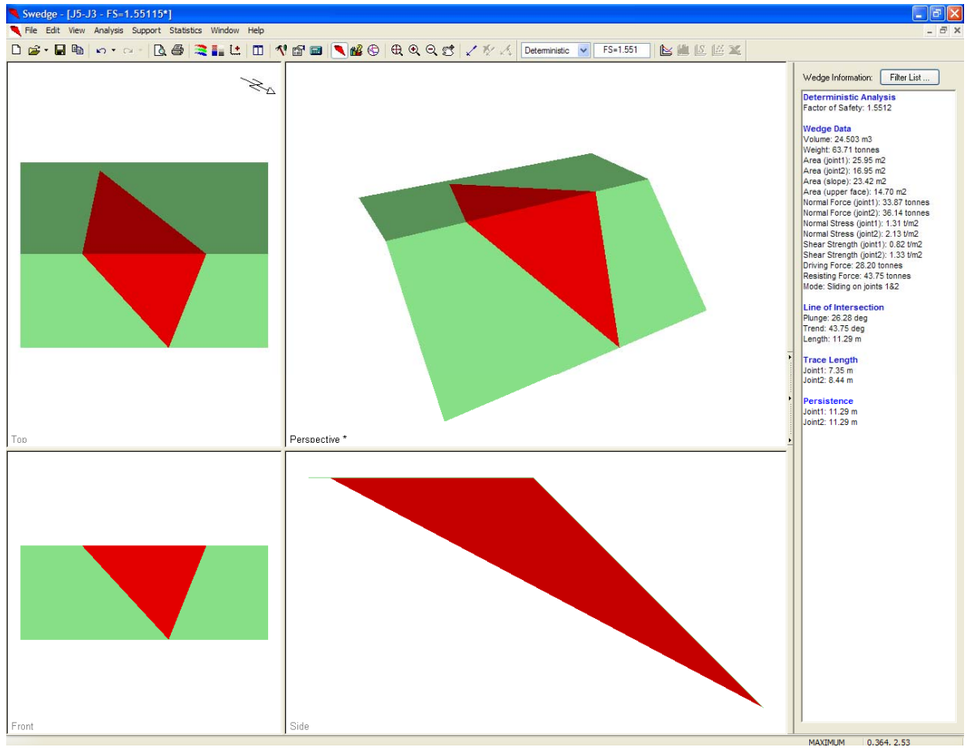


Figura 4-58. Analise cunha J2 (347/42)-J4 (103/44).

Da análise obtém-se um factor de segurança de 1,55, superior ao exigido de F.S.>1,5.

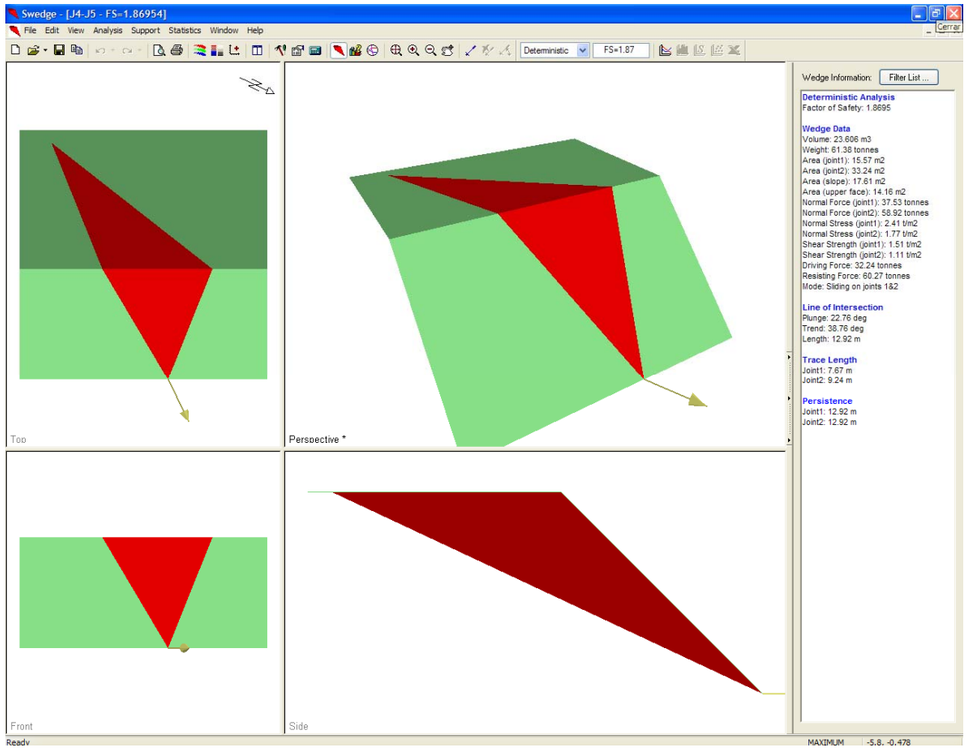


Figura 4-59. Analises cunha J3 (313/80)-J4 (103/44).

Da análise obtém-se um factor de segurança de 1,87, superior ao exigido de F.S.>1,5.

Os factores de segurança obtidos permitem considerar este desmonte estável estruturalmente pelo que não será necessário adoptar nenhuma medida especial.

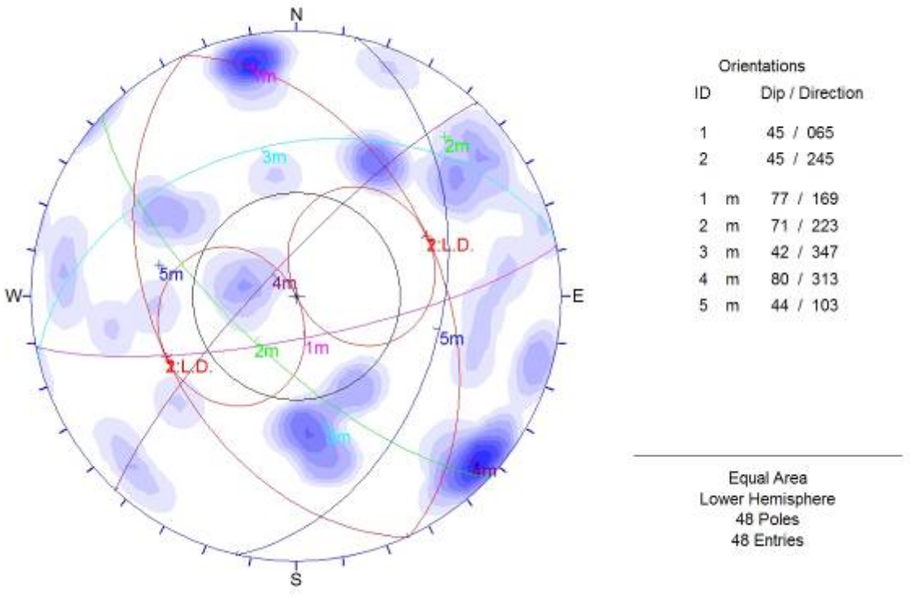
Durante a fase de escavação do talude será necessário realizar um estudo detalhado das descontinuidades, comprovando outros dados das descontinuidades, tais como, espaçamento, continuidade e abertura, confirmando que realmente se formam esses tipos de cunhas.

No caso de que se forme a cunha será necessária a execução das medidas estabilizadoras de forma a garantir a estabilidade do desmonte, estas medidas serão realizadas dependendo do tamanho dos blocos instáveis.

Para blocos pequenos, tal como se prevê, de acordo com o estado de alteração da rocha observado na sondagem, pode ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do desmonte, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem. Para blocos grandes poderá ser necessário aplicar pregagens

Deslizamento planar

Na **Figura 4-60** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



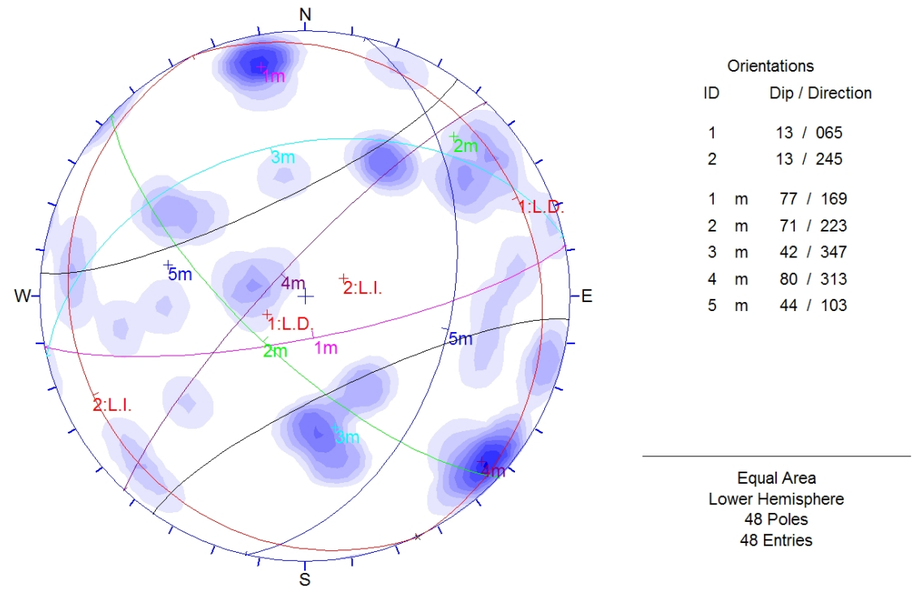
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m: X0 – 3m: J2 – 4m: J3 – 5m: J4

Figura. 4-60. Escavação 15: deslizamento planar

Da análise, conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura.

Escorregamento (“toppling”)

Na **Figura 4-61** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representam as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m: X0 – 3m: J2 – 4m: J3 – 5m: J4

Figura. 4-61. Escavação 15: escorregamento

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura

- **Escavabilidade**

Estima-se que o maciço rochoso intersectado por esta escavação seja ripável até a uma profundidade compreendida entre 4,00 e 8,00m, em função do grau de alteração da rocha (50% do volume total). A partir de deste intervalo de profundidades será escavável mediante explosivos (15% do volume total).

O solo residual que o cobre superficialmente é escavável mediante retro escavadora convencional (35% do volume total).

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno. também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação.

Os materiais obtidos através de uma primeira ripagem (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (50% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos será válida para construir pedraplenos (15% do volume total).

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável por meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (35% do volume total).

- **Medidas complementares**

Tal como indicado no estudo de estabilidade estrutural, detectaram-se possíveis cunhas na vertente direita. Não obstante, os factores de segurança obtidos permitem considerar este desmonte estável estruturalmente pelo que não será necessário adoptar nenhuma medida especial.

Durante a fase de escavação do talude, deve-se confirma a existência de blocos pequenos, em conformidade com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

Deve ser colocada uma banqueta de 5m na transição rocha-solo.

4.3.3.8. Escavação 16: Km 12+405-13+405

- **Descrição**

Esta escavação será executada sobre materiais correspondentes à unidade litológica G_N, formada por Gnaisses migmatíticos e Graníticos. Nesta zona aparece um solo residual entre 2,0 e 4,0m de espessura e por debaixo aparece a rocha meteorizada (W5-4). Sob esta rocha alterada estima-se que aparecerá rocha (W2-3).

O mesmo apresenta uma altura máxima, em relação ao eixo do traçado, de 7,0 m, alcançada no Km 12+990 e com uma extensão total de 1000 m.

Foi projectado com taludes 1V/1H, excepto os últimos dois metros superiores, o qual se diminuiu a uma inclinação de 2V/3H, de forma a garantir a estabilidade do solo residual.

Para o estudo desta escavação foram analisados dois poços (PE-12.82 e PE13.11) dois perfis sísmicos (GE-12.84 e GE-13.03) e três sondagens (PS-E-12-02-S1,PS-E 12.02-S2 e PS-E-12-02-S3).

O solo residual detectado nos poços apresenta-se como uma areia argilo-siltosa, de grão fino a médio, cor castanha, misturada com fragmentos rochosos, passando a quartzodioritos/tonalitos decompostos a muito alterado (W5-W4). Os poços alcançam uma profundidade de 1,90 m-1,40 m, definindo a espessura de solo nesta escavação em 2,0 m.

Nas sondagens, além do solo de alteração, foi detectada rocha muito alterada (W4-W5), descrita no capítulo 3.5.1.9. Este material apresenta-se como um gnaisse-migmatítico de grão fino, cor esbranquiçada, medianamente a pouco alterado, com diaclases sub-verticais e a 70º em relação ao eixo de sondagem. Apresenta superfícies rugosas. Visíveis argilas e óxidos ferruginosos nas fracturas. O grau de alteração deste maciço rochoso é de grau 3-2, geralmente.

Os perfis sísmicos GE-12.84 e GE-13.03 assinalam um primeiro nível com velocidades inferiores a 1000 m/s, assumido como escavável, de espessura compreendida entre 1,00 e 4,00 m. Em seguida existe um nível entre 4,00-6,00 m de profundidade, com velocidades inferiores a 1500 m/s e outro entre 6,00 e 15,00 m, com velocidades de 2000 m/s. Neste último se define o limite de ripabilidade. Após estes níveis, aparece finalmente, o substrato rochoso.

Não se prevê que o nível freático afecte este desmonte, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

- **Análise de estabilidade**

Foi realizada uma análise de estabilidade global do maciço, considerando que o mesmo está constituído por material tipo solo, dado o elevado grau de alteração que apresenta na sondagem realizada.

Os parâmetros geotécnicos considerados são os seguintes:

0.00-2,00. <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3

2,00-8,00. <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Peso específico aparente	27,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	30 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	35º
Ângulo de atrito das descontinuidades	31º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

8,00-ind Rocha sã (W2-W3)

Peso específico aparente	27,0 kN/m^3
Coesão do maciço*	1000 kPa
Ângulo de atrito do maciço*	68º
Ângulo de atrito das descontinuidades	31º
Coesão das descontinuidades	0 kPa

*Valores obtidos mediante o ajuste de Hoek-Brown.

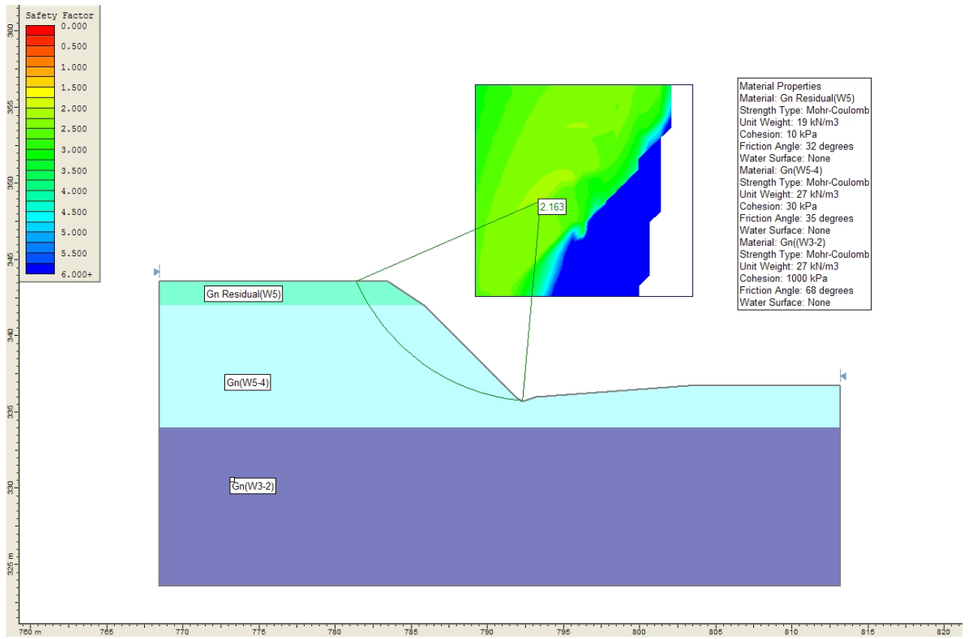


Figura. 4-62. Escavação 16. Desenho inicial: análise de estabilidade global

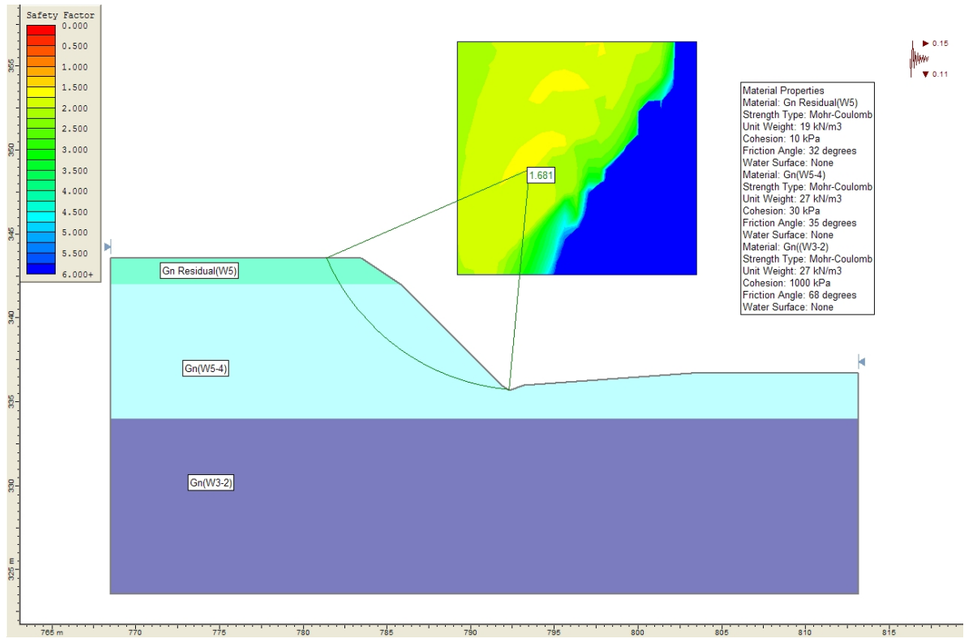


Figura. 4-63. Escavação 16: análise de estabilidade global – sismo Tipo I

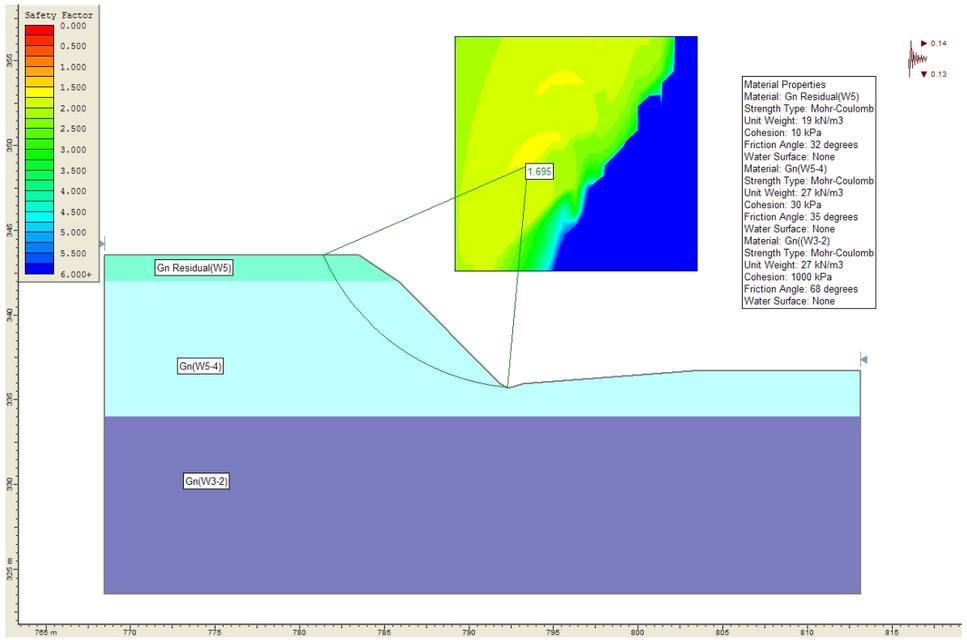


Figura. 4-64. Escavação 16: análise de estabilidade global – sismo Tipo II

Obtiveram-se os seguintes coeficientes de segurança para a estabilidade global:

Escavação	Longo prazo	Sismo Tipo I	Sismo Tipo II
D16	2,163	1,681	1,695

Quadro 4-41. Escavação 16: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Para o estudo da estabilidade estrutural consideraram-se as direcções das vidas margens direita e esquerda, no ponto onde a escavação alcança a altura máxima, apresentadas no quadro seguinte:

	Direcção
Eixo da via	N145E
Talude margem direita	N055ºE/45º
Talude margem esquerda	N235ºE/45º

Quadro 4-42. Escavação 16: direcções

Devido à falta de estações geomecânicas realizadas neste desmonte, para estabelecer as direcções das principais descontinuidades, tiveram-se em conta os dados procedentes da caracterização das descontinuidades da unidade geotécnica $G_{N.}$

As famílias de descontinuidades consideradas no cálculo de estabilidade foram obtidas calculando uma direcção/ inclinação média representativa, do conjunto de medidas recolhidas em campo.

Com a ajuda do programa Dips de Rocsciencie, realizaram-se uns “sets” (grupos de pólos da mesma família) que permitem obter estas direcções/inclinações médias representativas. As descontinuidades consideradas são as que se apresentam no **quadro 4-43**:

ESCAVAÇÃO	PLANO	DIP DIRECÇÃO	DIP
16	J1	N 024	075º
	J2	N 263	045º
	J3	N 115	059º

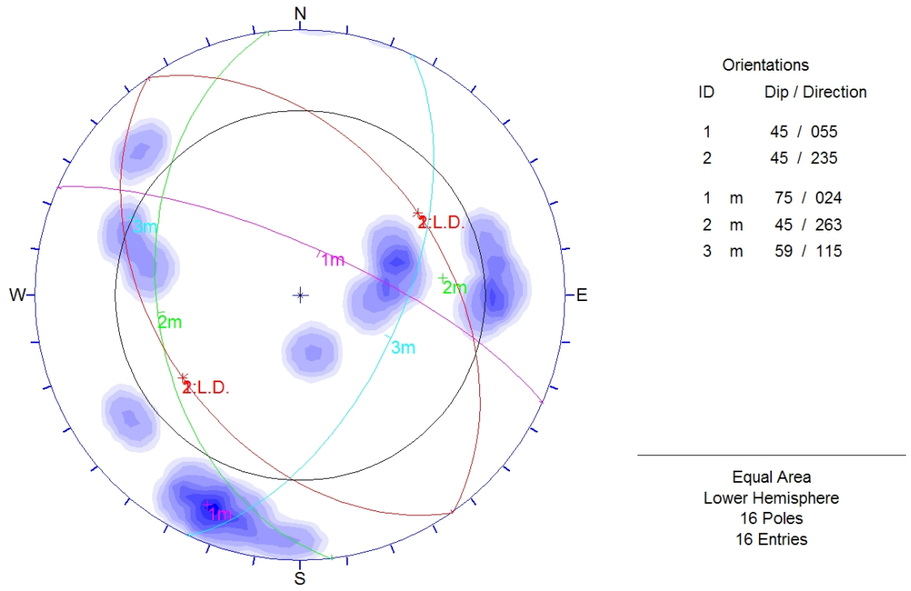
Quadro 4-43. Escavação 16: famílias de descontinuidades consideradas

Deve-se ter especial atenção, em fase de obra, quando se realizar as escavações podem aparecer descontinuidades ocasionais que produzam instabilidades (deslizamentos em cunha, planares ou escorregamentos)

Foi considerado um ângulo de atrito para as descontinuidades de 31º tal como se justifica no capítulo 3.5.1.9 Gnaisses migmatíticos e graníticos.

Deslizamento por cunha

Na **Figura 4-65** foram representadas, mediante projecção estereográfica, as cunhas que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes



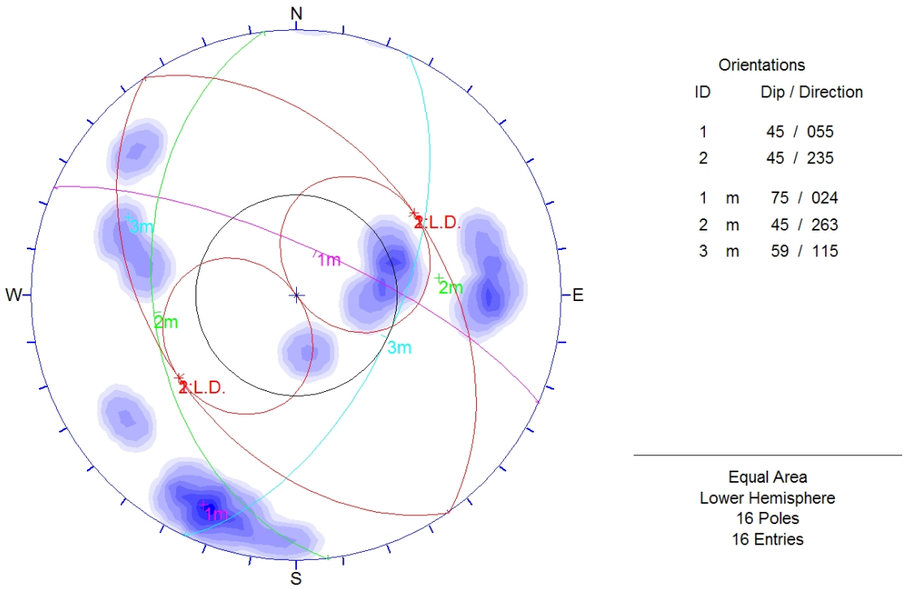
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m: J2 – 3m: J3

Figura. 4-65. Escavação 16: Deslizamento por cunha

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura

Deslizamento planar

Na **Figura 4-66** foram representados, mediante projecção estereográfica, os possíveis deslizamentos planares que se podem produzir entre as famílias de descontinuidades e os taludes existentes.



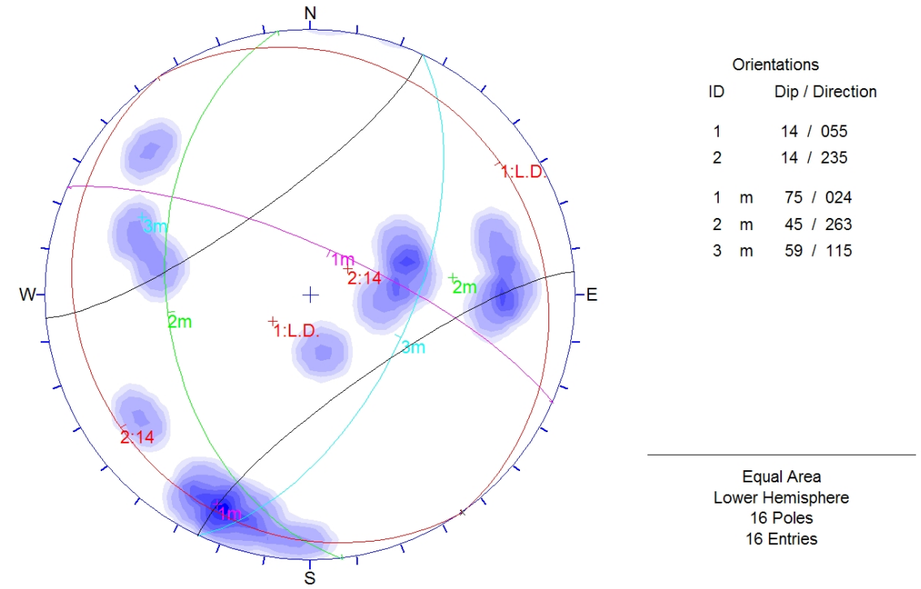
Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m: J2 – 3m: J3

Figura. 4-66. Escavação 16: deslizamento planar

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura

Escorregamento (“toppling”)

Na **Figura 4-67** apresenta-se a projecção estereográfica onde se representam as descontinuidades que podem provocar roturas por escorregamento



Orientação da família de diaclases: 1m:J1 - 2m: J2 – 3m: J3

Figura. 4-67. Escavação 16: escorregamento

Da análise conclui-se que não existe a possibilidade de que se produza este tipo de rotura

- **Escavabilidade**

O maciço rochoso intersectado por este Escavação será ripável até uma profundidade compreendida entre 6,00 e 13,00m, em função do grau de alteração da rocha (45% do volume total), segundo o indicado pelo perfil sísmico realizado e pelo grau de alteração que apresenta nas sondagens.

O solo residual que o cobre é escavável mediante retro escavadora convencional (45% do volume total).

O substrato rochoso aparece a uma profundidade muito variável nesta escavação, entre 6,00 e 13,00m, por isso o que se considerou que pode aparecer a partir de 6,0 m, pelo que será necessário escava-lo através de explosivos, estimando-se um volume total médio de 10%.

- **Reutilização**

Os materiais procedentes da escavação do material rochoso serão aptos para material de aterros solo-enrocamento ou pedrapleno. Os materiais obtidos através de uma primeira ripagem (rocha alterada grau 4-5) serão válidos para construir aterros tipo solo-enrocamento (45% do volume total), e a rocha sã (grau de alteração 3 ou menor) procedente das escavações mediante explosivos será válida para construir pedraplenos (10% do volume total).

O solo procedente da escavação do solo residual, escavável por meios mecânicos, será reutilizável como material de aterro tipo solo (45% do volume total).

- **Medidas complementares**

Após realizada a análise estrutural do escavação, não se verifica a possibilidade de que se produzam blocos instáveis,.pelo que não propõe medidas complementares.

Durante a fase de escavação do talude, deve-se confirma a existência de blocos pequenos, em conformidade com o estado de alteração da rocha observado nas sondagens; no caso de aparecerem novas descontinuidades; será necessário realizar um novo estudo detalhado e poderá ser conveniente a colocação de uma malha de tripla torção na superfície do escavação, evitando que a queda de material afecte o tráfego das faixas de rodagem.

4.3.4. Escavabilidade dos Materiais

Neste capítulo serão referidos os sistemas de escavação por meios mecânicos, através de perfuração e explosivos.

Tanto os trabalhos de escavação a realizar com sistemas mecânicos convencionais com retro escavadoras, como os que utilizem perfuração e explosivos, devem ser planificados de modo a obter rendimentos óptimos e assim satisfazer os objectivos económicos da obra. Para este aspecto, é da maior importância o conhecimento das características geotécnicas do terreno.

De entre os parâmetros que se consideram para definir as propriedades da rocha quanto à sua ripabilidade e/ou escarabilidade estão, entre outros, os seguintes:

- Resistência à compressão simples
- Resistência à tracção
- Valor do R.Q.D.
- Velocidade de propagação das ondas sísmicas no meio

Em rochas ígneas e metamórficas como as existentes no traçado, a ripabilidade ou escarabilidade é função, para além dos factores anteriores, da xistosidade e do grau de alteração existente nas diaclases.

A escavabilidade de cada uma das escavações de maior expressão foi descrita no capitulo anterior 4.3.3 Estudo pormenorizado de escavações. A mesma foi estabelecida, fundamentalmente, a partir das velocidades sísmicas obtidas nos perfis sísmicos realizados.

Para estabelecer a espessura de material tipo solo, escavável por meios mecânicos, foi também considerada a profundidade de escavação alcançada nos poços de prospecção.

Por outro lado, nas escavações isentas de prospecção, a escavabilidade das mesmas foi estimada a partir de outras com alturas similares e constituídas pelo mesmo tipo de material.

Os **quadros 4-44 e 4-45** sintetizam a escavabilidade prevista para a totalidade das escavações e as pertencentes aos Nós projectados.

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	ESCAVABILIDADE (%)		
					Eixo (m)	P.K.		LÁMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS
Escavação	1	0+000	0+850	850	6,20	0+680	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	95,00%	5,00%	0,00%
Escavação	2	3+145	3+790	645	6,83	3+595	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	75,00%	25,00%	0,00%
Escavação	3	4+655	4+720	65	1,80	4+690	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	15,00%	0,00%	85,00%
Escavação	4	4+880	5+305	425	**8,30**	5+025	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	35,00%	50,00%	15,00%
Escavação	5	5+450	5+725	275	**8,70**	5+546	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	30,00%	52,00%	18,00%
Escavação	6	5+830	5+930	100	3,10	5+885	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	85,00%	15,00%	0,00%
Escavação	7	6+085	6+160	75	2,40	6+135	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	100,00%		
Escavação	8	6+230	6+780	550	8,30	6+570	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	29,00%	51,00%	20,00%
Escavação	9	6+815	6+950	135	2,70	6+900	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	80,00%	20,00%	0,00%
Escavação	10	7+210	7+280	70	1,70	7+240	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	11	7+320	7+430	110	4,53	7+475	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	25,00%	75,00%	0,00%
Escavação	12	7+665	7+970	305	8,00	7+900	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	37,00%	55,00%	8,00%
Escavação	13	8+195	8+480	285	8,00	8+430	MO-MX: micaxistos	0,00%	89,00%	11,00%
Escavação	14	8+690	9+095	405	13,00	8+930	MO-MX: micaxistos	0,00%	75,00%	25,00%
Escavação	15	9+140	10+580	1440	25,00	10+000	M_{O-MX}: micaxistos / M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	5,00%	35,00%	60,00%
Escavação	16	12+405	13+405	1000	7,00	12+990	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / Q_{XP}: aterro antrópico compactado	35,00%	65,00%	0,00%
Escavação	17	13+670	14+595	925	5,40	13+875	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100,00%	0,00%	0,00%

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	ESCAVABILIDADE (%)		
					Eixo (m)	P.K.		LÁMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS
Escavação	18	15+070	15+130	60	0,50	15+090	$Q_{D/T}$: Quartzo-Dioritos , Tonalitos	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	19	18+945	19+010	65	0,30	18+960	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	20	20+445	20+585	140	3,10	20+510	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	21	21+415	21+445	30	0,20	21+430	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	22	21+665	21+700	35	0,20	21+680	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	23	22+020	22+130	110	0,20	22+060	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%
Escavação	24	22+215	22+358	143	0,40	22+310	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	55,00%	45,00%	0,00%

Quadro 4-44 Escavabilidade das escavações

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	ESCAVABILIDADE (%)		
					$H_{máx}$ (m)	P.K.		LÂMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS
NÓ DA VALE FIGUEIRAS	RAMO A	0+000	0+150	150	3,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	93,00%	7,00%	0,00%
	RAMO B	0+040	0+251	211	4,00	0+110	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	73,00%	27,00%	0,00%
	RAMO C	0+005	0+203	198	3,50	0+100	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	80,00%	20,00%	0,00%
	RAMO D	0+105	0+265	160	4,00	0+220	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	92,00%	8,00%	0,00%
	RAMO G	0+030	0+135	105	2,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	100,00%	0,00%	0,00%
		0+200	0+315	115	4,50	0+265	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	75,00%	25,00%	0,00%
		0+658	0+759	101	2,20	0+670	QXP: Aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%
Nó da Fonte Boa do Degebe	RAMO B	0+105	0+255	150	7,50	0+255	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	45,00%	50,00%	5,00%
	RAMO C	0+000	0+150	150	7,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	55,00%	40,00%	5,00%
	RAMO E	0+030	0+110	80	2,00	0+070	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	100,00%	0,00%	0,00%
		0+175	0+253	78	0,50	0+185	QXP: Aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%
Prospecciones en Nó do monte de Pinheiros	RAMO A+B	0+080	0+140	60	0,20	0+120	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%
		0+330	0+385	55	0,30	0+365		100,00%	0,00%	0,00%
		0+690	0+740	50	0,80	0+715	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%
	RAMO D	0+160	0+180	20	0,40	0+170	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	100,00%	0,00%	0,00%
		0+220	0+247	27	1,00	0+247	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	100,00%	0,00%	0,00%
	RAMO E	0+055	0+089	34	0,20	0+070	QXP: Aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%
	RAMO F	0+085	0+120	35	0,50	0+120	QXP: Aterro antrópico compactado	100,00%	0,00%	0,00%

Quadro 4-45 Escavabilidade nas escavações dos Nós

4.3.5. Reutilização dos Materiais de Escavação

Pretende-se a reutilização da totalidade de materiais resultantes das escavações previstas.

Tendo em conta as formações que serão intervencionadas em escavação ao longo do traçado, em maior expressão, os materiais obtidos serão:

- Solos de alteração resultantes dos níveis rochosos subjacentes (constituída por micaxistos, xistos quartzo-feldespáticos, quartzodioritos e/ou tonalitos) (formações geológicas M_{O-MX} , M_{O-C+M} e $Q_{D/T}$, muito alteradas).
- Micaxistos, xistos quartzo-feldespáticos, quartzodioritos e/ou tonalitos (formações geológicas M_{O-MX} , M_{O-C+M} e $Q_{D/T}$).

Os solos de alteração podem ser aplicados nos corpos e partes inferiores dos aterros. Estes materiais podem ser utilizados para construir aterros tipo solo.

Das rochas constituídas por micaxistos, xistos, quartzodioritos e tonalitos, poderá resultar material do tipo solo-enrocamento, quando o seu grau de alteração seja de W4-W5. No caso de os mesmos se encontrarem praticamente sãos (W2-W3), poderá obter-se material para pedraplenos, também poderá ser reutilizada após britagem como tout-venant em pavimentação

Foi analisado o potencial evolutivo destes materiais a partir de ensaios Slake Durability, os quais apresentam uma durabilidade média-alta, ou alta (no caso da rocha sã), com valores compreendidos entre 96 e 99, não existindo nenhum problema para a sua reutilização.

Group Name	% Retained after One 10-min Cycle (Dry Weight Basis)	% Retained after Two 10-min Cycles (Dry Weight Basis)
Very high durability	>99	>98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	<60	<30

Quadro 4-46. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)

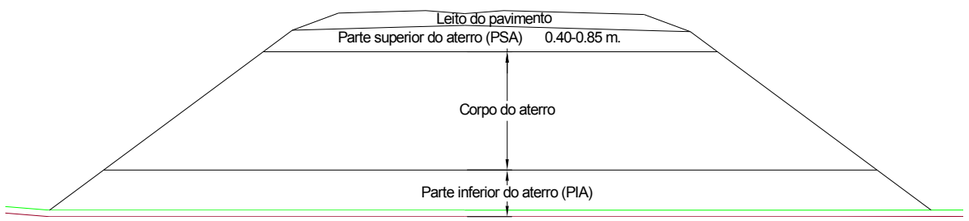
O seguinte quadro sintetiza o aproveitamento previsto para as formações que serão intervencionadas em escavação:

MATERIAIS	GRAU DE ALTERAÇÃO (W1-W5)	APROVEITAMENTO PREVISTO
Solo residual	-	PIA, Corpo do Aterro e PSA
M_{O-MX} , M_{O-C+M} e $Q_{D/T}$ Micaxistos, xistos quartzo-feldespáticos, quartzodioritos e/ou tonalitos	W4-W5	Solo-enrocamento
	W2-W3	Pedrapleno
		Tout-venant em pavimentação (após britagem)

PIA: Parte Inferior do Aterro
PSA: Parte Superior do Aterro

Quadro 4-47. Aproveitamento de materiais

De seguida, é apresentado um croqui, onde se distinguem as diferentes partes que constituem um aterro



PIA: Parte Inferior do Aterro

PSA: Parte Superior do Aterro

Figura. 4-68. Reutilização de materiais

Nos **quadros 4-48** e **4-49** apresentam-se as percentagens de aproveitamento previstos para cada uma das escavações no eixo e dos nós respectivamente.

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	REUTILIZAÇÃO		
					Eixo (m)	P.K.		ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO
Escavação	1	0+000	0+850	850	6,20	0+680	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	95% aterro tipo solo	5% Solo-enrocamento	
Escavação	2	3+145	3+790	645	6,83	3+595	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	75% aterro tipo solo	25% Solo-enrocamento	
Escavação	3	4+655	4+720	65	1,80	4+690	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	15% aterro tipo solo	0% Solo-enrocamento	85% pedrapleno
Escavação	4	4+880	5+305	425	8,30	5+025	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	35% aterro tipo solo	50% Solo-enrocamento	15% pedrapleno
Escavação	5	5+450	5+725	275	8,70	5+546	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	30% aterro tipo solo	52% Solo-enrocamento	18% pedrapleno
Escavação	6	5+830	5+930	100	3,10	5+885	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	85% aterro tipo solo	15% Solo-enrocamento	
Escavação	7	6+085	6+160	75	2,40	6+135	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	100% aterro tipo solo		
Escavação	8	6+230	6+780	550	8,30	6+570	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	29% aterro tipo solo	51% Solo-enrocamento	20% pedrapleno
Escavação	9	6+815	6+950	135	2,70	6+900	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	80% aterro tipo solo	20% Solo-enrocamento	
Escavação	10	7+210	7+280	70	1,70	7+240	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	100% aterro tipo solo		
Escavação	11	7+320	7+430	110	4,53	7+475	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	25% aterro tipo solo	75% Solo-enrocamento	
Escavação	12	7+665	7+970	305	8,00	7+900	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	37% aterro tipo solo	55% Solo-enrocamento	8% pedrapleno
Escavação	13	8+195	8+480	285	8,00	8+430	MO-MX: micaxistos	0% terreno tipo solo	89% Solo-enrocamento	11% pedrapleno
Escavação	14	8+690	9+095	405	13,00	8+930	MO-MX: micaxistos	0% aterro tipo solo	75% Solo-enrocamento	25% pedrapleno
Escavação	15	9+140	10+580	1440	25,00	10+000	M_{O-MX}: micaxistos / M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	5% aterro tipo solo	35% solo-enrocamento	60% pedrapleno
Escavação	16	12+405	13+405	1000	7,00	12+990	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / Q_{XP}: aterro antrópico compactado	35% aterro tipo solo	65% Solo-enrocamento	
Escavação	17	13+670	14+595	925	5,40	13+875	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100% aterro tipo solo		
Escavação	18	15+070	15+130	60	0,50	15+090	$Q_{D/T}$: Quartzo-Dioritos , Tonalitos	100% aterro tipo solo		
Escavação	19	18+945	19+010	65	0,30	18+960	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100% aterro tipo solo		
Escavação	20	20+445	20+585	140	3,10	20+510	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	100% aterro tipo solo		
Escavação	21	21+415	21+445	30	0,20	21+430	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos			

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	REUTILIZAÇÃO		
					Eixo (m)	P.K.		ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO
Escavação	22	21+665	21+700	35	0,20	21+680	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos			
Escavação	23	22+020	22+130	110	0,20	22+060	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado			
Escavação	24	22+215	22+358	143	0,40	22+310	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	55% aterro tipo solo	45% Solo-enrocamento	

Quadro 4-48. Reutilização de materiais procedentes das escavações projectadas

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	REUTILIZAÇÃO		
					$H_{máx}$ (m)	P.K.		ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO
NÓ DA VALE FIGUEIRAS	RAMO A	0+000	0+150	150	3,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	93% aterro tipo solo	70% solo-enrocamento	
	RAMO B	0+040	0+251	211	4,00	0+110	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	73% aterro tipo solo	23% solo-enrocamento	
	RAMO C	0+005	0+203	198	3,50	0+100	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	80% aterro tipo solo	20% solo-enrocamento	
	RAMO D	0+105	0+265	160	4,00	0+220	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	92% aterro tipo solo	8% solo-enrocamento	
	RAMO G	0+030	0+135	105	2,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	100% aterro tipo solo		
		0+200	0+315	115	4,50	0+265	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	75% aterro tipo solo	25% solo-enrocamento	
		0+658	0+759	101	2,20	0+670	QXP: Aterro antrópico compactado	100% aterro tipo solo		
Nó da Fonte Boa do Degebe	RAMO B	0+105	0+255	150	7,50	0+255	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	45,00% aterro tipo solo	50% solo-enrocamento	5% pedrapleno
	RAMO C	0+000	0+150	150	7,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	55% aterro tipo solo	40% solo-enrocamento	5% pedrapleno
	RAMO E	0+030	0+110	80	2,00	0+070	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	100% aterro tipo solo		
		0+175	0+253	78	0,50	0+185	QXP: Aterro antrópico compactado	100% aterro tipo solo		
Prospecciones en Nó do monte de Pinheiros	RAMO A+B	0+080	0+140	60	0,20	0+120	GN:Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico	100% aterro tipo solo		
		0+330	0+385	55	0,30	0+365		100% aterro tipo solo		
		0+690	0+740	50	0,80	0+715	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado	100% aterro tipo solo		
	RAMO D	0+160	0+180	20	0,40	0+170	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	100% aterro tipo solo		
		0+220	0+247	27	1,00	0+247	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	100% aterro tipo solo		
	RAMO E	0+055	0+089	34	0,20	0+070	QXP: Aterro antrópico compactado	100% aterro tipo solo		
	RAMO F	0+085	0+120	35	0,50	0+120	QXP: Aterro antrópico compactado	100% aterro tipo solo		

Quadro 4-49. Reutilização de materiais retirados das escavações nos Nós projectados

4.3.6. Recomendações construtivas e medidas complementares

- Para os litótipos $Q_{D/T}$, M_{O-C+M} e M_{O-MX} foram considerados, de um modo geral, taludes a 1V/1H (45º), com o objectivo de não recorrer a medidas sistemáticas de reforço, sobretudo para a prevenção de escorregamentos, e assim reduzir o volume de rocha susceptível de instabilidade. O recurso a taludes mais verticais (56º) nas escavações de menor altura, não resultaria numa redução significativa da superfície de talude.

- As escavações não deverão ser levadas abaixo das cotas previstas. Nos casos em que tal suceda, o material removido abaixo da cota de projecto deve ser substituído por materiais com as características especificadas em Caderno de Encargos para Leitos do Pavimento (14.0102.1) publicado pela Estradas de Portugal S.A. (EP) “não sendo contudo, permitida a utilização de solos quando a escavação ocorrer em materiais rochosos, quer a escavação tenha ou não sido efectuado com explosivos.”

- Como protecção dos taludes e para limitar a escorrência superficial sobre os mesmos, reduzindo o arrastamento dos solos de alteração superficial, recomenda-se dispor valetas de crista de talude revestidas, localizadas a 1 m do coroamento do talude.

- As escavações deverão desenvolver-se para que seja assegurado um perfeito escoamento superficial das águas por gravidade.

- No caso em que apareça água nos taludes, deve-se proceder à sua captação e drenagem. O fundo da escavação deve ser, entretanto, mantido livre de água por intermédio de bombagem ou outro meio.

- A medida geral a tomar contra o ravinamento dos taludes passa pela aplicação da camada de terra vegetal associada ao plantio de espécies vegetais. Esta acção deverá ser efectuada o mais rapidamente possível após a abertura das escavações de modo a que os taludes disponham de protecção aquando da ocorrência das primeiras chuvas. Nos taludes constituídos por materiais tipo solo, é aconselhável proceder à sua revegetação, uma vez escavados de maneira imediata. Desta forma evita-se e previne-se a degradação do material escavado. No entanto, não se prevê a existência de escavações de altura significativa sobre materiais tipo solo.

- Recomenda-se a realização de bisel de ligação da bancada à escavação, adoptando-se como critério geral a 2V/3H (34º) em solo residual e rocha meteorizada W4-W5.

- Em qualquer caso, deverão ser previstos possíveis tratamentos pontuais, para contenção de blocos rochosos, o que á priori se pode estimar em 15% da superfície total de taludes. Esses tratamentos serão dos seguintes tipos:

    - Malhas TT para contenção de blocos e de pedras;
    - Pregagens;
    - Betão projectado
    - Muros de gabiões.

- Quando houver necessidade de se proceder a utilização de “explosivos a fogo” em áreas urbanisticamente ocupadas, deverão ser tomadas as precauções necessárias, que deverão incluir avisos sonoros para não colocar em risco pessoas e bens, assumindo inteira responsabilidade pelos prejuízos que, eventualmente, venham a ser causados a terceiros. Não será permitida a realização de rebentamentos depois do pôr-do-sol.

4.3.7. Quadro resumo de escavações

Nos **quadros 4-50** e **4-51** apresenta-se um resumo das escavações projectadas no eixo e nos nós respectivamente.

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES		DADOS GEOTÉCNICOS																								Medidas complementares
					Eixo (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Bisel de coroamento nas escavações	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Leito do pavimento: Classes de terrenos de fundação	Ensaios laboratório: CBR	Ensaios laboratório: Clasificação UNIFICADA	Ensaios laboratório: Clasificação AASHTO	ESCAVABILIDADE. HORIZONTES: Espessura terra vegetal (m)		Esc. sem explosivos. Vp<1000 m/s. (m)	Esc. com ajuda de explosivos. Vp1000-2600 m/s (m)	Esc.com explosivos. Vp>2600 m/s (m)	ESCAVABILIDADE (%): LÂMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS	APROVEITAMENTO (profundidade m): ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO	Coeficiente empolamento (C.E)	
Escavação	1	0+000	0+850	850	6,20	0+680	Q_{DIT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H		PE-0.24	2,3		0,50			0+232	Seco	S3	7,40	SM	A-1-b (0)	0,50	0,50				95,00%	5,00%	0,00%	95% aterro tipo solo	5% Solo-enrocamento		Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05	
										PS-E-00.01-S1	6,0		0,50	>6,0		0+587							0,50											
										PS-E-00.01-S2	9,0		0,60	>9,0		0+587							0,60											
										PS-E-00.01-S3	6,0		0,50	>6,0		0+587																		
										PE-0.65	2,3		0,50			0+650	Seco	S3	19,30	SM	A-1-b (0)		0,50											
										GE-0.65						0+610-0+670								0,0-3,0	3,0-7,5	>7,5								
Escavação	2	3+145	3+790	645	6,83	3+595	Q_{DIT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H		GE-3.23						3+215-3+275								0,0-2,0	2,0-5,5	>5,5								
										PE-3.34	1,3		0,80	0,8		3+355	Seco					0,6	0,60				75,00%	25,00%	0,00%	75% aterro tipo solo	25% Solo-enrocamento		Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E=1,05	
										GE-3.57						3+560-3+620								0,0-3,5	3,5-8,5	>8,5								
										PE-3.67	2,5		0,70			3+680	Seco	S3		SM	A-1-b (0)		0,70											
Escavação	3	4+655	4+720	65	1,80	4+690	Q_{DIT}: quartzodioritos e tonalitos	1V/1H														0,70					15,00%	0,00%	85,00%	15% aterro tipo solo	0% Solo-enrocamento	85% pedrapleno	Solo, C.P.=1,0 Solo-enrocamento, C.P.=1,05	
Escavação	4	4+880	5+305	425	**8,30**	5+025	M_{D-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos / Q_{DIT}: quartzodioritos e tonalitos	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H	GE-5.01						4+985-5+045								0,0-1,5	1,5-5,0	>5,0								
										PE-5.03	1,4		0,35			5+030	Seco						0,40											
										SE-5.17	13,8		0,40	2,8	10,5	5+170						0,40					35,00%	50,00%	15,00%	35% aterro tipo solo	50% Solo-enrocamento	15% pedrapleno	Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05 Pedrapleno, C.E.=1,15	
										GE-5.20						5+170-5+230								0,0-3,0	3,0-8,5	>8,5								
										PE-5.22	2,7		>2,7			5+220	Seco	S3	18,90	SM	A-1-b (0)		0,40											
Escavação	5	5+450	5+725	275	**8,70**	5+546	M_{D-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H	GE-5.56						5+500-5+560								0,0-2,0	2,0-6,5	>6,5								
										PE-5.56	1,3		1,30			5+540	Seco						0,35											
										GE-5.57						5+510-5+570								0,0-2,5	2,5-7,0	>7,0								
										PS-E-05.01-S1	6,0		0,40	6,0	>6,0	5+615							0,40											
										PS-E-05.01-S2	12,0		0,30	6,0	12,0	5+615							0,30											
										PS-E-05.01-S3	7,5		0,30	3,0	7,5	5+615						0,40	0,30					30,00%	52,00%	18,00%	30% aterro tipo solo	52% Solo-enrocamento	18% pedrapleno	Solo, C.P.=1,0 Solo-enrocamento, C.P.=1,05 Pedrapleno, C.P.=1,15	Colocação de uma malha de tripla torção
										PS-E-05.01-S1	6,0		0,40	6,0	>6,0	5+615							0,40											
										PS-E-05.01-S2	12,0		0,30	6,0	12,0	5+615							0,30											
										PS-E-05.01-S3	7,5		0,30	3,0	7,5	5+615							0,30											
										PE-5.64	2,8		0,60			5+635	Seco	S3		SM	A-1-b (0)		0,25											
										GE-5.65						5+640								0,0-2,5	2,5-7,0	>7,0								
Escavação	6	5+830	5+930	100	3,10	5+885	M_{D-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H	PE-5.88	2,3		0,40			5+874	Seco	S3		SM	A-1-b (0)	0,40	0,4				85,00%	15,00%	0,00%	85% aterro tipo solo	15% Solo-enrocamento		Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05	
Escavação	7	6+085	6+160	75	2,40	6+135	M_{D-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H													0,40					100,00%			100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0	

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES		DADOS GEOTÉCNICOS																								Medidas complementares
					Eixo (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Bisel de coroamento nas escavações	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Leito do pavimento: Classes de terrenos de fundação	Ensaios laboratório: CBR	Ensaios laboratório: Clasificação UNIFICADA	Ensaios laboratório: Clasificação AASHTO	ESCAVABILIDADE. HORIZONTES: Espessura terra vegetal (m)		Esc. sem explosivos. Vp<1000 m/s. (m)	Esc. com ajuda de explosivos. Vp1000-2600 m/s (m)	Esc.com explosivos. Vp>2600 m/s (m)	ESCAVABILIDADE (%): LÂMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS	APROVEITAMENTO (profundidade m): ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO	Coeficiente empolamento (C.E)	
Escavação	8	6+230	6+780	550	8,30	6+570	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	1,0m superficiais bisel a 2V/3H	GE-6.38						6+330-6+390						0,40					29,00%	51,00%	20,00%	29% aterro tipo solo	51% Solo-enrocamento	20% pedrapleno	Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05 Pedrapleno, C.E.=1,15	
										SE-6.49	12,0		0,40	5,0	6,0	6+465							0,40											
										GE-6.54						6+520								0,0-2,0	2,0-6,0	>6,0								
										PE-6.62	1,0		0,30			6+598	Seco						0,30											
Escavação	9	6+815	6+950	135	2,70	6+900	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	1,0m superficiais bisel a 2V/3H	PE-6.91	0,8		0,25			6+892	Seco					0,30	0,3				80,00%	20,00%	0,00%	80% aterro tipo solo	20% Solo-enrocamento		Solo, C.P.=1,0 Solo-enrocamento, C.P.=1,05	
Escavação	10	7+210	7+280	70	1,70	7+240	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H		PE-7.30	1,6		0,35			7+268	Seco	S3		SM	A-1-b (0)	0,40	0,4				100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo				
Escavação	11	7+320	7+430	110	4,53	7+475	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H	GE-7.40						7+335-7+395						0,40		0,0-1,5	1,5-5,0	>5,0	25,00%	75,00%	0,00%	25% aterro tipo solo	75% Solo-enrocamento		Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05	
Escavação	12	7+665	7+970	305	8,00	7+900	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H	GE-7.84						7+785-7+845						0,40		0,0-2,0	2,0-6,5	>6,5	37,00%	55,00%	8,00%	37% aterro tipo solo	55% Solo-enrocamento	8% pedrapleno	Solo, C.P.=1,0 Solo-enrocamento, C.P.=1,05 Pedrapleno, C.P.=1,15	
										PE-7.84	1,2		0,40			7+820							0,4											
										GE-7.92						7+870-7+930								0,0-3,0	3,0-7,0	>7,0								
Escavação	13	8+195	8+480	285	8,00	8+430	MO-MX: micaxistos	1V/1H	5,5m superficiais, bisel 2V/3H	PE-8.38						8+355						0,40					0,00%	89,00%	11,00%	0% terreno tipo solo	89% Solo-enrocamento	11% pedrapleno	Solo-enrocamento, C.E.=1,05 Pedrapleno, C.E.=1,15	
										GE-8.45						8+375-8+435						0,40											
										VI-E-08.02-S1						8+470						0,40											
Escavação	14	8+690	9+095	405	13,00	8+930	MO-MX: micaxistos	1V/1H	4m superficiais, bisel 2V/3H	GE-8.94						8+880-8+940						0,40					0,00%	75,00%	25,00%	0% aterro tipo solo	75% Solo-enrocamento	25% pedrapleno	Solo-enrocamento, C.E.=1,05 Pedrapleno, C.E.=1,15	
										PE-8.98						8+950																	
										GE-9.02						8+950-9+010																	
Escavação	15	9+140	10+580	1440	25,00	10+000	M_{O-MX}: micaxistos / M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	1V/1H	8,0m superficiais, bisel a 2V/3H; banqueta de 5m na transição rocha-solo.	PS-E-09.01-S1						9+462						0,40					5,00%	35,00%	60,00%	5% aterro tipo solo	35% solo-enrocamento	60% pedrapleno	Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05 Pedrapleno, C.E.=1,15	Banqueta de 5m na transição rocha-solo.
										PS-E-09.01-S2						9+462																	
										PS-E-09.01-S3						9+462																	
										GE-9.95						9+895-9+955																	
										SE-10.05						10+010																	
										PE-10.10						10+060																	
										GE-10.18						10+115-10+175																	
										PE-10.23						10+205																	
										GE-10.30						10+265																	
										PS-E-10.01-S1	6,0		0,70	3,0	>6,0	10+538						0,5	0,70										
										PS-E-10.01-S2	7,5		0,40	5,0	>7,5	10+538							0,40										
										PS-E-10.01-S3	7,5		0,60	3,5	>7,5	10+538	5,50						0,60										
Escavação	16	12+405	13+405	1000	7,00	12+990	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / Q_{XP}: aterro antrópico	1V/1H	2,0m superficiais bisel a 2V/3H	PE-12.82	1,9		0,70			12+780	Seco	S3	8,60	SM	A-1-b (0)	0,60	0,70				35,00%	65,00%	0,00%	35% aterro tipo solo	65% Solo-enrocamento		Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05	
										GE-12.84						12+795								0,0-2,0	2,0-9,0	>9,0							

Escavação		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES		DADOS GEOTÉCNICOS																						Medidas complementares
																	Nível Freático (m)	Leito do pavimento				ESCAVABILIDADE. HORIZONTES				ESCAVABILIDADE (%)			APROVEITAMENTO (profundidade m)				
																		Classes de terrenos de fundação	Ensaios laboratório			Espessura terra vegetal (m)		Esc. sem explosivos. Vp<1000 m/s. (m)	Esc. com ajuda de explosivos. Vp1000-2600 m/s (m)	Esc.com explosivos. Vp>2600 m/s (m)								
					Eixo (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Bisel de coroamento nas escavações	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Leitura Final		CBR	Clasificação UNIFICADA	Clasificação AASHTO						LÂMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS	ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO	Coeficiente empolamento (C.E)	
							compactado			PS-E-12.02-S1	6,2		0,60	3,2	5,0	12+907							0,60												
										PS-E-12.02-S2	13,5		0,70	7,5	>13,5	12+872							0,70												
										PS-E-12.02-S3	6,0		0,40	>6,0		12+847																			
										GE-13.03						12+975								0,0-2,0	2,0-9,0	>9,0								
										PE-13.11	1,4		0,55			13+073	Seco						0,55											
Escavação	17	13+670	14+595	925	5,40	13+875	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / Q_{DT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H		GE-13.89						13+820-13+880						0,55		0,0-7,0	7,0-15,0	>15	100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.E.=1,0	
										PE-14.18	2,4		0,55			14+140	Seco	S3	14,30	SM	A-1-b (0)		0,55											
Escavação	18	15+070	15+130	60	0,50	15+090	Q_{DT}: Quartzo-Dioritos , Tonalitos	2V/3H														0,60					100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.E.=1,0	
Escavação	19	18+945	19+010	65	0,30	18+960	Q_{DT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H																			100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.E.=1,0	
Escavação	20	20+445	20+585	140	3,10	20+510	Q_{DT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H																			100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.E.=1,0	
Escavação	21	21+415	21+445	30	0,20	21+430	Q_{DT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H														0,50											
Escavação	22	21+665	21+700	35	0,20	21+680	Q_{DT}: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H																									
Escavação	23	22+020	22+130	110	0,20	22+060	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	2V/3H														0,60											
Escavação	24	22+215	22+358	143	0,40	22+310	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	2V/3H		PS-E-22.01-S1	7,5		0,60	>7,5		22+225						0,60	0,60				55,00%	45,00%	0,00%	55% aterro tipo solo	45% Solo-enrocamento		Solo, C.E.=1,0 Solo-enrocamento, C.E.=1,05	
										PS-E-22.01-S2	14,5		2,50	8,0	9,5	22+225							0,80											
										PS-E-22.01-S3	9,0		0,70	>9		22+225							0,70											
										GE-22.26						22+200-22+260								0,0-3,5	3,5-7,5	>7,5								

Quadro 4-50. Resumo de escavações

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES		DADOS GEOTÉCNICOS															
					$H_{máx}$ (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Bisel de coroamento nas escavações	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Espessura terra vegetal (m)		ESCAVABILIDADE (%)			APROVEITAMENTO (profundidade m)			
																			LÂMINA	RIPPER	EXPLOSIVOS	ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO	Coeficiente empolamento (C.E)
NÓ DA VALE FIGUEIRAS	RAMO A	0+000	0+150	150	3,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,50		93,00%	7,00%	0,00%	93% aterro tipo solo	70% solo-enrocamento		Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05
	RAMO B	0+040	0+251	211	4,00	0+110	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H									0,50		73,00%	27,00%	0,00%	73% aterro tipo solo	23% solo-enrocamento		Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05
	RAMO C	0+005	0+203	198	3,50	0+100	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H									0,50		80,00%	20,00%	0,00%	80% aterro tipo solo	20% solo-enrocamento		Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05
	RAMO D	0+105	0+265	160	4,00	0+220	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,50		92,00%	8,00%	0,00%	92% aterro tipo solo	8% solo-enrocamento		Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05
	RAMO G	0+030	0+135	105	2,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H									0,50		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
		0+200	0+315	115	4,50	0+265	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H									0,50		75,00%	25,00%	0,00%	75% aterro tipo solo	25% solo-enrocamento		Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05
		0+658	0+759	101	2,20	0+670	QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,50		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
Nó da Fonte Boa do Degebe	RAMO B	0+105	0+255	150	7,50	0+255	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	1V/1H	2,0m superficiales, bisel al 2V/3H								0,7		45,00%	50,00%	5,00%	45,00%	50% solo-enrocamento	5% pedrapleno	Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05 / Pedrapleno, C.P.=1,15
	RAMO C	0+000	0+150	150	7,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	1V/1H	2,0m superficiales, bisel al 2V/3H								0,7		55,00%	40,00%	5,00%	55% aterro tipo solo	40% solo-enrocamento	5% pedrapleno	Solo, C.P.=1,0 / solo-enrocamento, C.P.=1,05 / Pedrapleno, C.P.=1,15
	RAMO E	0+030	0+110	80	2,00	0+070		2V/3H									0,7		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
		0+175	0+253	78	0,50	0+185	QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,70		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
Prospecciones en Nó do monte de Pinheiros	RAMO A+B	0+080	0+140	60	0,20	0+120		2V/3H									0,60		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
		0+330	0+385	55	0,30	0+365		2V/3H									0,60		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
		0+690	0+740	50	0,80	0+715	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,60		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
	RAMO D	0+160	0+180	20	0,40	0+170	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H		PS-E-12.01-S3	6,0		0,60	1,5	>6,0	0+170	0,60	0,60	100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
		0+220	0+247	27	1,00	0+247	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H									0,60		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
	RAMO E	0+055	0+089	34	0,20	0+070	QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,60		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0
	RAMO F	0+085	0+120	35	0,50	0+120	QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H									0,60		100,00%	0,00%	0,00%	100% aterro tipo solo			Solo, C.P.=1,0

Quadro 4-51: Resumo das escavações nos nós projectados

4.4. ATERROS

4.4.1. Introdução

A estabilidade do aterro depende de dois aspectos principais: a estabilidade do próprio aterro e do terreno submetido à pressão do aterro. Neste capítulo, se tratará em conjunto estes dois aspectos, que condicionarão a instabilidade da obra de terra projectada, sem esquecer a estabilidade do próprio aterro, o que se traduz na justificação dos taludes adoptados para os mesmos.

O efeito da estabilidade do aterro em si, a pendente dos taludes está condicionado pela sua altura e pelas características resistentes do material disponível para a sua construção.

Os procedimento prévios á construção de um aterro dependerão da superfície sobre o qual se apoia e em função do material que o constitui, requerendo certas acções de preparação.

Em todas as superfícies onde assentam os aterros há que remover toda a vegetação, materiais antrópicos e qualquer material que se julgue que possa influenciar desfavoravelmente o comportamento do aterro. Assim será eliminada a cobertura de terra vegetal e se procederá ao seu correcto armazenamento mediante talhões para a sua posterior reutilização.

Tanto a eventual eliminação de terra vegetal como a necessidade de escarificação e inclusivé a recompactação do terreno, devem fazer-se em função do terreno de apoio, a altura do aterro e a possível influência nas condições de estabilidade da futura obra e os seus assentamentos totais.

Nos aterros que se localizem sobre materiais descomprimidos deverá ser realizado um saneamento com posterior substituição por material apto para fundação de aterros. A reposição dos materiais de má qualidade será com solos residuais e solo-enrocamento procedente das escavações.

No caso de ser necessário uma fundação com características drenantes ou permeáveis por condições de inundabilidade, deverá ser colocado um material que cumpra as especificações, até pelo menos 0,5m acima da zona considerada inundável. Nos capítulos seguintes será apresentada a composição de estes materiais.

De forma geral, os aterros que se localizem sobre materiais com baixa capacidade portante, deverão estar construídos com a suficiente antecedência, antes de se colocar as camadas mais nobres do aterro, e deste modo, evitar posteriores deformações das mesmas.

Nos casos de zonas inundáveis é recomendável a protecção do talude, quer através de enrocamento, quando uma das margens do aterro é afectada, quer através de uma base de pedrapleno, quando ambas as margens são afectadas. Neste último caso, deverá ser interposta uma zona de transição entre a base e o núcleo do aterro.

Em alguns aterros será necessário executar endentamentos intermédios, quando a pendente seja superior a 15%.

Neste capítulo faz-se um estudo dos aterros a executar ao longo do traçado.

Serão analisadas as condições do terreno de apoio e a estabilidade dos aterros de maior altura, agrupados por grupos de materiais de suporte, detectados neste lanço. E escolha dos aterros de maior altura representa a situação mais desfavorável, do ponto de vista de estabilidade de taludes.

Também se analisaram os aterros de cada um dos ramais pertencentes aos três nós projectados; Nó da Vale Figueiras, Nó da Fonte Boa do Degebe e Nó do Monte de Pinheiros.

No seguinte quadro, destaca-se a seguinte informação dos aterros a realizar no eixo: troço(comprimento), altura máxima, p.k. de altura máxima e prospecção realizada.

Aterro	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Compri-mento (m)	Altura max. EIXO (m)		Prospecc, Nº	P.K.	LITOLOGIA DO APOIO
				Eixo (m)	P.K.			
1	0+850	1+725	865	**13,00**	1+625	PE-1.44	1+433	QD/T (residual)
						DPSH-E-1.61	1+610	
2	1+740	1+847	75	**12,00**	1+800			QD/T (residual)
3	1+862	2+750	865	**11,5**	1+900	PE-2.17	2+185	QD/T (residual)
						PE-2.58	2+585	
4	2+895	3+145	250	4,50	2+930	VI-E-02.01-S8	3+065	QD/T (residual)
5	3+790	4+650	860	5,6	4+045	PE-4.03	4+045	QD/T (residual)
						PS-E-04.01-S1	4+175	
						PS-E-04.01-S2	4+176	
						PS-E-04.01-S3	4+177	
						DPSHE-4.51	4+500	
6	4+720	4+880	160	1,60	4+775	PS-E-04.02-S1	4+740	QD/T (residual)
						PS-E-04.02-S2	4+740	
						PS-E-04.02-S3	4+740	
7	5+305	5+450	145	2,15	5+410			MO-C+M (w5-4)
8	5+725	5+830	105	2,70	5+775			MO-C+M (w5-4)
9	5+930	6+085	155	4,00	6+025	DPSHE-6.04	6+023	MO-C+M (residual)
10	6+160	6+230	70	3,30	6+190			MO-C+M (residual)
11	6+780	6+815	35	1,00	6+785			MO-C+M (residual)
12	6+950	7+210	260	5,00	7+185			MO-C+M (residual)
13	7+280	7+320	40	1,00	7+310			MO-C+M (residual)
14	7+430	7+665	235	4,61	7+480			MO-C+M (residual)
15	7+970	7+980	10	2,00	7+980	VI-E-08.01-S1	7+972	MO-C+M (residual)
16	8+110	8+195	85	5,00	8+110	VI-E-08.01-S5	8+117	MO-MX (w5-4)
						VI-E-08.01-S6	8+157	
18	8+480	8+495	15	1,00	8+490			MO-MX (w5-4)
19	8+590	8+690	100	2,00	8+590	VI-E-08.02-S5	8+615	MO-MX (w5-4)
						VI-E-08.02-S6	8+655	
						VI-E-08.02-S7	8+685	
20	9+095	9+140	45	1,50	9+120	DPSHE-9.16	9+125	MO-MX (w5-4)
21	10+580	11+610	1030	**11,5**	11+500	PA-E 10,01-S1	10+650	MO-C+M (w5-4) / QAL
						DPSHE-10.80	10+765	
						DPSHE-11.55	11+512	
						PE-11.55	11+510	
22	11+620	12+405	785	**10,50**	11+950	PSCF-E-11.01-S2	11+614	GN (w5-4) / QXP
						PE-12.18	12+134	
						PS-E-12.01-S1	12+360	
						PS-E-12.01-S2	12+360	
						PS-E-12.01-S3	12+360	
23	13+405	13+670	265	1,80	13+519			GN (residual)
24	14+595	15+070	475	4,00	14+880	PE-14.91	14+880	QD/T (residual) / QAL
25	15+130	16+085	955	**8,80**	15+835	DPSHE-15.87	15+837	QD/T (residual)
						PI-E-16.01-S1	16+075	
26	16+100	18+945	2845	**8,4**	16+195	PI-E-16.01-S2	16+105	GN (residual), QD/T (residual), QXP
						PE-16.47	16+438	
						PE-17.35	17+300	
						PI-E-17.01-S1	17+588	

Aterro	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Compri-mento (m)	Altura max. EIXO (m)		Prospecc, Nº	P.K.	LITOLOGIA DO APOIO
				Eixo (m)	P.K.			
						PI-E-17.01-S2	17+588	
						PE-18.33	18+280	
						PE-18.83	18+805	
27	19+010	20+445	1435	3,00	20+090	PS-E-19.01-S1	19+400	QD/T (residual)
						PS-E-19.01-S2	19+400	
						PS-E-19.01-S3	19+400	
						PE-20.37	20+340	
28	20+585	21+415	830	6,70	20+835	PI-E-20.01-S1	20+830	QD/T (residual), QAL
						PI-E-20.01-S2	20+830	
						PE-21.30	21+265	
29	21+445	21+665	220	1,50	21+565			QD/T:(residual)
30	21+700	22+020	320	0,60	21+980	GE-21.79	21+725-21+785	QD/T (residual), QXP
31	22+130	22+215	85	0,30	22+160	PE-22.18	22+140	QD/T (residual), QXP

Quadro 4-52 Síntese dos aterros

De seguida apresentam-se as principais características dos aterros previstos em cada um dos três nós projectados.

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		Prospecc, Nº	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA
					$H_{máx}$ (m)	P.K.			
NÓ DA VALE FIGUEIRAS	RAMO A	0+150	0+265	115	5,00	0+265			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO B	0+000	0+040	40	3,30	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO C	0+000	0+005	5	0,20	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+203	0+252	49	2,20	0+252			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO D	0+000	0+105	105	3,50	0+010			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO E	0+000	0+299	299	4,20	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO F	0+000	0+020	20	4,00	0+020			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+070	0+090	20	4,00	0+090			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO G	0+000	0+030	30	1,50	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+135	0+200	65	0,70	0+155			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+315	0+658	343	2,00	0+490			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	ROTUNDA 1	0+000	0+145	145	3,80	0+080			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	ROTUNDA 2	0+000	0+145	145	5,00	0+050			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
Nó da Fonte Boa do Degebe	RAMO A	0+000	0+330	330	10,50	0+285	DPSHE-4.51	0+075	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO B	0+000	0+105	105	6,00	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas ; QXP: Aterro antrópico compactado
		0+150	0+292	142	6,50	0+292			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas ; QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO D	0+000	0+327	327	6,50	0+000	DPSHE-4.51	0+220	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO E	0+000	0+030	30	5,50	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+110	0+175	65	1,00	0+140			
	RAMO F	0+000	0+020	20	7,00	0+020	PS-E-04.02-S1	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
		0+056	0+078	22	9,50	0+078			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	RAMO G	0+000	0+201	201	7,50	0+000			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas ; QXP: Aterro antrópico compactado
	ROTUNDA 1	0+000	0+145	145	7,50	0+015	PS-E-04.02-S1	0+078	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
	ROTUNDA 2	0+000	0+145	11	10,00	0+036			QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas
Prospecciones en Nó do monte de Pinheiros	RAMO A+B	0+000	0+080	80	3,00	0+000			GN: Gneises graníticos e migmatíticos
		0+140	0+330	190	0,50	0+280			
		0+385	0+630	245	1,00	0+490			
		0+740	0+931	191	6,00	0+931			GN: Gneises graníticos e migmatíticos
	RAMO A	0+000	0+194	194	10,00	0+098			GN: Gneises graníticos e migmatíticos
	RAMO B	0+000	0+254	254	10,00	0+116			GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO C	0+000	0+334	334	9,50	0+000	PE-12.18	0+175	GN: Gneises graníticos e migmatíticos
	RAMO D	0+000	0+160	160	2,20	0+150			GN: Gneises graníticos e migmatíticos
		0+180	0+220	40	0,60	0+190			GN: Gneises graníticos e migmatíticos
	RAMO E	0+000	0+055	55	1,50	0+000			QXP: Aterro antrópico compactado
	RAMO F	0+000	0+085	85	2,50	0+000			QXP: Aterro antrópico compactado
	ROTUNDA	0+000	0+145	145	3,50	0+120			GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado

Quadro 4-53 Síntese dos aterros dos nós projectados

4.4.2. Metodologia de cálculo

Este capítulo descreve a metodologia aplicada na análise de estabilidade de os aterros projectados e o cálculo de assentamento.

De seguida é descrita a metodologia utilizada para a análise dos taludes laterais, dos aterros mais representativos deste lanço.

O estudo de aterros engloba dois aspectos:

- Análise de estabilidade dos aterros com os taludes adoptados e verificação dos coeficientes de segurança obtidos;
- Análise dos assentamentos produzidos pelos aterros e verificação que os mesmos são admissíveis.

4.4.2.1. Estabilidade do aterro

A estabilidade de um aterro depende de dois aspectos: da estabilidade do próprio corpo e da estabilidade da sua fundação, quando submetida à pressão do mesmo. Será necessário realizar a análise destes dois aspectos e justificar os taludes adoptados.

Em primeiro lugar será analisada a estabilidade do corpo do aterro, utilizando os ábacos de Hoek e Bray para o efeito. Este método permite calcular a estabilidade de taludes, supondo uma rotura circular, sem que se afecte a fundação dos mesmos.

De seguida é descrita a metodologia utilizada para a análise dos taludes laterais, dos aterros mais representativos deste lanço.

Seguidamente, será realizada uma análise de estabilidade do conjunto aterro-fundação. Para este cálculo foi utilizado o programa Slide, versão 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Toronto, que aplica entre outros, o método de Bishop.

Este programa calcula o equilíbrio plástico que se dá num círculo de rotura predeterminada. Os dados que o programa requer são os seguintes são::

- A coesão, ângulo de atrito e peso específico dos terrenos;
- geometria do talude (é possível adaptar a geometria praticamente sem limitações, assim como considerar distintos terrenos, cada um deles com a sua geometria e propriedades) e a posição do nível freático (é possível considerar um nível de água de geometria livre).

O programa SLIDE, calcula uma malha de centros dada por um utilizador, o factor de segurança dos possíveis círculos que resultam de variar o raio em cada um dos centros. Assim é possível dispor dos contornos de factores de segurança, o lugar geométrico dos centros dos círculos de rotura, deixando em parte a limitação dos métodos de equilíbrio limite de ter que prefixar o círculo de rotura “a priori”. Não obstante, também é possível analisar um círculo determinado.

A análise dos taludes dos aterros foi realizada seguindo o método de Janbu, que é uma simplificação do método das fatias.

Segundo o método de Janbu, o factor de segurança do círculo analisado é definido em função dos momentos das forças resistentes e de derrube relativamente ao centro do círculo de deslizamento.

$$F = \frac{\textit{Momento das forças resistentes ao longo do arco}}{\textit{Momento das forças de derrube}}$$

Na **Figura 4-69** apresenta a decomposição em fatias de um talude para a análise mediante o equilíbrio limite da rotura circular mediante o método de Janbu.

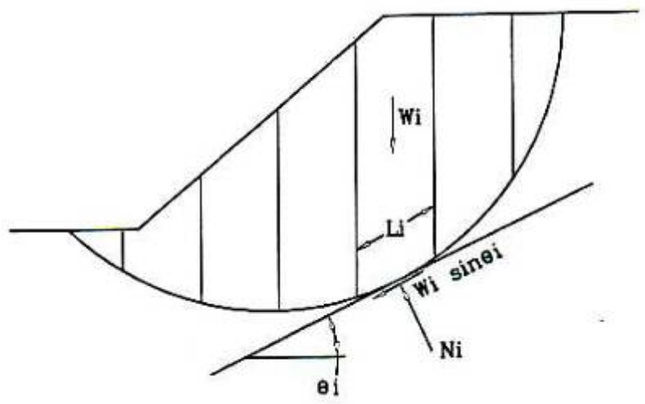


Figura 4-69.- Método de Janbu

A análise da Estabilidade dos aterros foi realizada aplicando o mecanismo de rotura dos taludes, conhecido como rotura circular. A análise de rotura global refere-se a possibilidade de que se produza a rotura global do talude em forma circular.

Os aterros apoiam-se fundamentalmente sobre os solos residuais ou zonas mais meteorizadas (W5-W4) das seguintes litologias: quartzodioritos e tonalitos ($Q_{D/T}$), micaxistos (M_{O-C+M}), xistos quartzo-feldespáticos e corneanas (M_{O-MX}), e gnaisses (G_N).). Serão analisados aterros com alturas superiores a 7m, cujos corpos se mostrem estáveis, apoiados sobre as unidades anteriormente descritas.

Para estes aterros, após verificar se as alturas máximas anteriormente indicadas superam ou igualam as exigidas em traçado, serão calculados os respectivos coeficientes de segurança. Na eventualidade dos mesmos serem estáveis, assume-se que os restantes não terão problemas de estabilidade, dado que representam as situações mais desfavoráveis quanto a geometria e fundação. Caso contrário, serão analisadas medidas estabilizadoras, que permitam alcançar um coeficiente de segurança razoável.

Os aterros previstos executar-se-ão com materiais procedentes de escavação. Estes materiais serão do tipo solo-enrocamento, caso resultem da escavação de taludes rochosos por meio de “ripper”, ou tipo solo se procedem da escavação de rocha muito alterada (W5) ou solos residuais.

Também é possível obter material para pedrapleno, após a utilização de explosivos nas escavações de maior altura. Não se trata de um volume importante e ao mesmo tempo, representa um caso mais favorável comparativamente aos restantes materiais em termos de estabilidade. Assim sendo, apenas serão analisados os aterros constituídos por solo-enrocamento e material tipo solo.

De acordo com a análise de estabilidade realizada e com base na experiência do projectista não se considera necessária a adopção de banquetas nos taludes de maior altura dos aterros. De seguida descrevem-se os factores de segurança necessários para cada uma das situações estudadas em cada aterro.

- Situações permanentes: Estas situações analizam os casos em que o terreno apresenta o nível freático medido nos reconhecimentos realizados e na envolvente rodoviária. O Coeficiente de segurança requerido é de 1,50. Todos os aterros analisados alcançam este coeficiente de segurança para as situações permanentes.

- Situações transitórias: Estas situações analisam os casos em que o terreno se encontra totalmente inundado. O Coeficiente de segurança requerido é de 1,30. Todos os aterros analisados alcançam este coeficiente de segurança nas situações transitórias.

- Situações acidentais: Estes casos analisam os casos em que se tem em conta a acção sísmica Tipo I e TipoII. O Coeficiente de segurança requerido é de 1,20. Todos os aterros analisados alcançam este coeficiente de segurança para as situações acidentais.

4.4.2.2. Assentamentos

A análise de assentamentos realiza-se em duas fases. Em primeiro lugar será analisado o assentamento do corpo do terrapleno e seguidamente estudar-se-á o assentamento da sua fundação, provocado pela execução do mesmo. Serão comprovados se os assentamentos existentes e restantes, no momento da construção do pavimento, são admissíveis.

- <u>Assentamento do corpo do terrapleno</u>

Estes assentamentos devem-se à própria consolidação do material e têm origem em fenómenos fundamentalmente: por um lado, na recolocação dos finos existentes entre os pontos de contacto com fragmentos grandes e por outro, na rotura das arestas e pontos de contacto entre grossos, com posterior reajuste da granulometria do aterro.

O terrapleno ideal deveria estar formado por fragmentos indeformáveis, com numerosos pontos de contacto e com os espaços vazios entre partículas mais grosseiras perfeitamente preenchidos com finos. Dado que estas características são dificilmente conseguidas na globalidade, torna-se necessário prever que existam assentamentos pós-construtivos.

Para minimizar os assentamentos serão executados aterros com a maior densidade relativa possível, com percentagens de vazios de 10 % e densidades secas, da fracção fina, de 95 % da obtida no ensaio Proctor. Com isto pretende-se que existam poucos espaços vazios e que entre fragmentos de rocha haja um material bem compactado.

O estudo de assentamentos do corpo do terrapleno é um tema muito complicado por depender em grande medida do grau de compactação conseguido após a sua construção. A determinação destes assentamentos apenas se pode prever através da experiência própria conseguida em trabalhos similares, ou através de informação publicada. Habitualmente estima-se que estes assentamentos têm uma magnitude entre 0,3-0,5 % da altura do terrapleno executado. Os módulos de deformabilidade durante a construção variam logicamente de um terrapleno para outro, dado que dependem de muitos factores (tipo de material, altura, compactação e geometria dos seus taludes).

Estima-se que este assentamento, para o caso de pedraplenos e terraplenos executados com solo-enrocamento seja de 0,20-0,40 % da altura máxima, segundo a bibliografia consultada. *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading,* Lymon C. Reese- William F. Van Impe.

- <u>Assentamentos da fundação</u>

O cálculo dos assentamentos da fundação será realizado mediante o método elástico, com a ajuda de uma folha de cálculo e de acordo com a seguinte expressão:

$$S = \frac{e \cdot \Delta\sigma'}{E}$$

Sendo:

S = assentamento (cm)

e = espessura da camada deformável (m)

$\Delta\sigma$ = incremento de tensão (kg/cm^2)

E = módulo de deformabilidade (kg/cm^2)

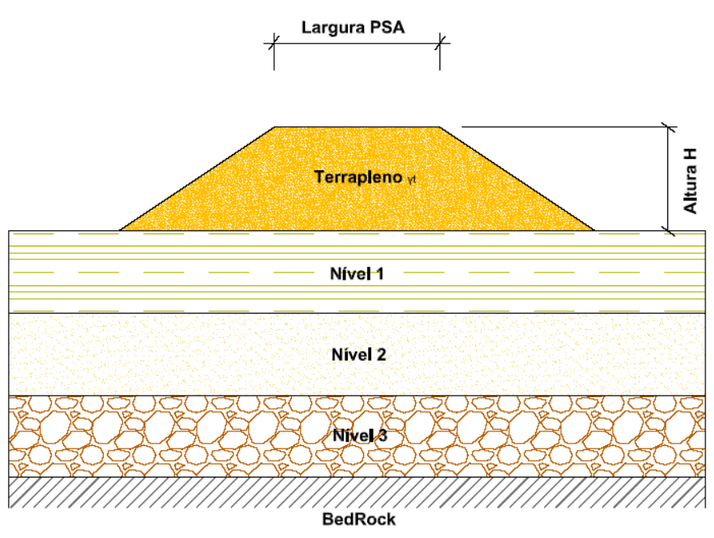
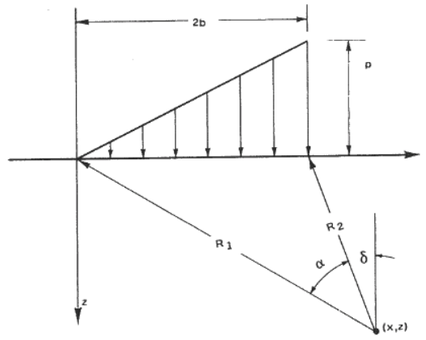


Figura. 4-70. Modelo elástico para o cálculo de assentamento

O cálculo das tensões transmitidas a cada nível será obtido seguindo as seguintes expressões para a pressão sobre faixa de comprimento infinito e pressão sobre faixa de comprimento infinito com distribuição transversal triangular:

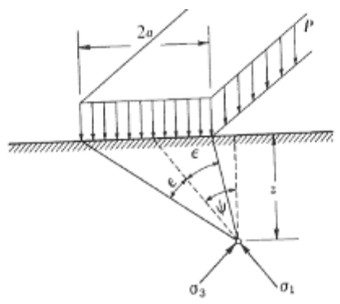


$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi}\left[\frac{x}{b}\alpha - \operatorname{sen} 2\delta\right] \qquad (3.42\text{-a})$$

$$\sigma_x = \frac{p}{2\pi}\left[\frac{x}{b}\alpha - \frac{z}{b}\ Ln\ \frac{R_1^2}{R_2^2} + \operatorname{sen} 2\delta\right] \qquad (3.42\text{-b})$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi}\left[1 + \cos 2\delta - \frac{z\,\alpha}{b}\right] \qquad (3.42\text{-c})$$

Figura. 4-71. Pressão sobre faixa infinita repartida uniformemente



$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}(2\epsilon + \operatorname{sen} 2\epsilon \cos 2\psi)$$

$$\sigma_h = \frac{p}{\pi}(2\epsilon - \operatorname{sen} 2\epsilon \cos 2\psi)$$

$$\tau_{zh} = \frac{p}{\pi}(\operatorname{sen} 2\epsilon \operatorname{sen} 2\psi) \qquad (3.37)$$

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi}(2\epsilon + \operatorname{sen} 2\epsilon)$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi}(2\epsilon - \operatorname{sen} 2\epsilon)$$

Figura. 4-72. Pressão sobre faixa infinita repartida triangularmente

4.4.3. Dados de partida e hipóteses de cálculo

Os aterros previstos executar-se-ão com materiais procedentes de escavação ou com materiais procedentes de empréstimo, com características similares aos existentes no lanço em estudo. Este materiais resultam fundamentalmente de:

- Solos residuais e solos de alteração resultantes dos níveis rochosos subjacentes (constituída por micaxistos, xistos quartzo feldespáticos e/ou quartzodioritos e tonalitos) (formações geológicas $M_{O\text{-}MX}$, $M_{O\text{-}C+M}$ e $Q_{D/T}$ muito alteradas).
- Micaxistos, xistos quartzo feldespáticos e/ou quartzodioritos e tonalitos) (formações geológicas $M_{O\text{-}MX}$, $M_{O\text{-}C+M}$, e $Q_{D/T}$ muito alteradas).

4.4.3.1. Aterros com material tipo solo

Para a caracterização geotécnica dos materiais tipo solo, provenientes de escavação e constituintes dos terraplenos, foram estimados parâmetros de corte com base num quadro dado pelo NAVFAC (“Typical Properties of Compacted Materials”, Soils Mechanics. Foundations and Earth Structures. NAVFAC, 1971), dado não ser possível realizar ensaios de corte em grande escala, com terraplenos experimentais. Este quadro fornece valores típicos para materiais compactados em função do tipo de material a que pertençam.

Símbolo do grupo	Tipo de solo	Coesão (compactado) kPa	Coesão (saturado) KPa	Ângulo de atrito int. efect. φ' (graus)	tg φ'
GW	Cascalho bem graduado, misturas de cascalho e de areia	0	0	> 38º	> 0,79
GP	Cascalho mal graduado, misturas de cascalho e de areia	0	0	> 37º	> 0,74
GM	Cascalho siltoso, misturas de cascalho areia-silte mal graduadas			> 34º	> 0,67
GC	Cascalho argiloso, misturas de cascalho areia-argila mal graduadas			> 31º	> 0,60
SW	Areias bem graduadas, areias com cascalho	0	0	38º	0,79
SP	Areias mal graduadas, areias com cascalho	0	0	37º	0,74
SM	Areias siltosas, misturas de areia-silte mal graduadas	51,3	20,5	34º	0,67
SM-SC	Misturas de areia silte argila com finos pouco plásticos	51,3	14,6	33º	0,66
SC	Areias argilosas, misturas de areia-argila	75,7	11,2	31º	0,60
ML	Silte e siltes argilosos	68,3	9,30	32º	0,62
ML-CL	Mistura de silte e argila	65,9	22,4	32º	0,62
CL	Argilas magras ou de plasticidade mediana	87,9	13,2	28º	0,54
OL	Siltes orgânicos e argilas siltosas orgânicas pouco plásticas	-	-	-	-
MH	Siltes elásticos, solos siltosos	73,2	20,5	25º	0,47
CH	Argilas gordas	105,0	11,2	19º	0,33
OH	Argilas orgânicas e argilas siltosas	-	-	-	-

Quadro. 4-54. Propriedades típicas de solos compactados (NAVFAC, 1971)

Segundo a classificação do solo residual procedente das escavações (A-1-b (0) maioritariamente segundo a AASHTO). é assumido um material classificado como SM. Esta hipótese permite realizar os cálculos do lado da segurança, caso os materiais apresentem uma maior fracção de grossos e de fragmentos rochosos. Consideram-se os seguintes parâmetros médios, para materiais compactados tipo solo:

Ângulo de atrito (φ): 30º
Coesão (c): 10 kPa
Densidade aparente (γ): 19 kN/m^3

4.4.3.2. Aterros com material tipo solo-enrocamento e pedrapleno

A estabilidade ao deslizamento, em aterros executados com material tipo solo-enrocamento e pedrapleno, está controlado pelo atrito entre partículas do material compactado. Deve-se ter em conta também, o factor coesão em aterros com fracção fina.

Neste caso, para determinar os parâmetros resistentes que intervêm no cálculo de estabilidade de aterros serão empregues critérios empíricos, como o de Barton e Kjaernsli (1981), no qual se determina o ângulo de atrito, em função do ângulo de atrito básico do material e da forma dos fragmentos.

Resumindo, segundo o critério de Barton e Kjaernsli, o ângulo de atrito efectivo (ϕ') de um aterro granular vem em função de:

- Rugosidade equivalente (R);
- Resistência à compressão equivalente (S);
- Tensão normal efectiva (σ_n);
- Ângulo de atrito básico do material (ϕ_B).

Aterro com solo-enrocamento

Estes parâmetros relacionam-se mediante a seguinte expressão:

$$\phi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) + \phi_B$$

A rugosidade depende da porosidade do aterro e da forma e rugosidade dos materiais constituintes. Dada a diferente litologia do material rochoso, que será escavado em desmontes, assim como a existência de uma certa proporção do mesmo, com um estado mais ou menos alterado, consideraram-se para aterros com materiais tipo solo-enrocamento uns valores médios da porosidade, depois do processo de compactação, de 20 %. O parâmetro R obtém-se a partir do seguinte gráfico:

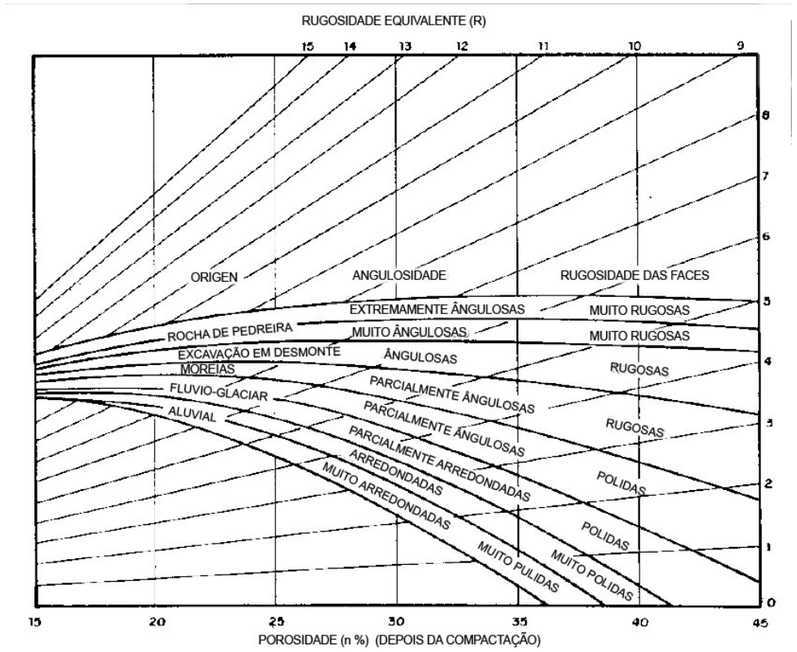


Figura.4-73. Rugosidade equivalente (R)

Considera-se um valor de R, para rocha desmontada mediante ripper e explosivos, de 8,0.

O valor da resistência equivalente obtém-se a partir da seguinte figura:

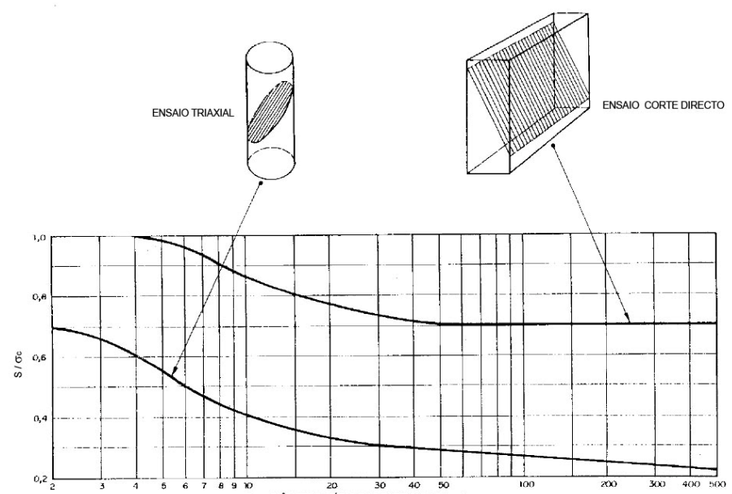


Figura. 4-74 Resistência equivalente (S)

Considerando um tamanho médio de partículas entre 0,10-0.30 cm e tomando o caso de deformação plana, que é o mais representativo no estudo de taludes, obtêm-se valores de S/σ_c compreendidos entre 0,75 e 0,85.

De forma conservadora considerou-se um valor médio de resistência do material rochoso de 45 MPa , obtendo-se um S = 33,75-38,25 MPa.

Estimou-se um valor de 22 kN/m^3 para a densidade média do material rochoso

Em relação ao valor do ângulo de atrito básico (ϕ_B), foi estimado do lado da segurança, que as faces e arestas dos blocos que constituem o enrocamento apresentam características resistentes semelhantes á das superfícies das descontinuidades, pelo que se lhes atribui um valor de (ϕ) de não mais de 25º que seria o ângulo de atrito básico.

Para a altura de aterro máxima de 13 e para uma mínima de 1 m, no lanço E, pode obter-se mediante regressão o valor da resistência ao corte do enrocamento de pedrapleno.

$$\phi_p = arctg\left[\frac{\sigma_2 \cdot tg\phi_2 - \sigma_1 \cdot tg\phi_1}{\sigma_2 - \sigma_1}\right]$$

e onde:

$$\phi_1 = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_1}\right) + \phi_b = 8 \cdot \log\left(\frac{33{,}75}{0{,}022}\right) + 25^\circ = 50{,}48^\circ$$

$$\phi_2 = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_2}\right) + \phi_b = 8 \cdot \log\left(\frac{33{,}75}{0{,}286}\right) + 25^\circ = 41{,}57^\circ$$

e por isso

$$\phi_P = arctg\left[\frac{0{,}286MPa \cdot tg\,41{,}57^\circ - 0{,}022MPa \cdot tg\,50{,}48^\circ}{0{,}286 - 0{,}022} -\right] = 40^\circ$$

Tendo em atenção à segurança considerou-se o valor de 37º

Para o valor de coesão de preenchimento de solo de enrocamento pode considerar-se

$$C_P = \sigma_1\left[tg\phi_1 - tg\phi_P\right] = 0.022 \cdot (1{,}21 - 0{,}86) = 8 \text{ kPa}$$

Tendo em conta as considerações antes descritas, temos os seguintes parâmetros:

Ângulo de atrito (φ): 37º
Coesão (c): 8kPa
Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

Recomenda-se a execução de ensaios de laboratório durante a fase de obra, que permitam comprovar estes parámetros de cálculo.

<u>Pedrapleno</u>

Estes parâmetros relacionam-se mediante a seguinte expressão:

$$\phi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) + \phi_B$$

A rugosidade depende da porosidade do aterro e da forma e rugosidade dos materiais constituintes. Dada a diferente litologia do material rochoso, que será escavado em desmontes, assim como a existência de uma certa proporção do mesmo, com um estado mais ou menos alterado, consideraram-se para aterros com materiais tipo pedrapleno e solo-enrocamento uns valores médios da porosidade, depois do processo de compactação, de 20 %. O parâmetro R obtém-se a partir do seguinte gráfico:

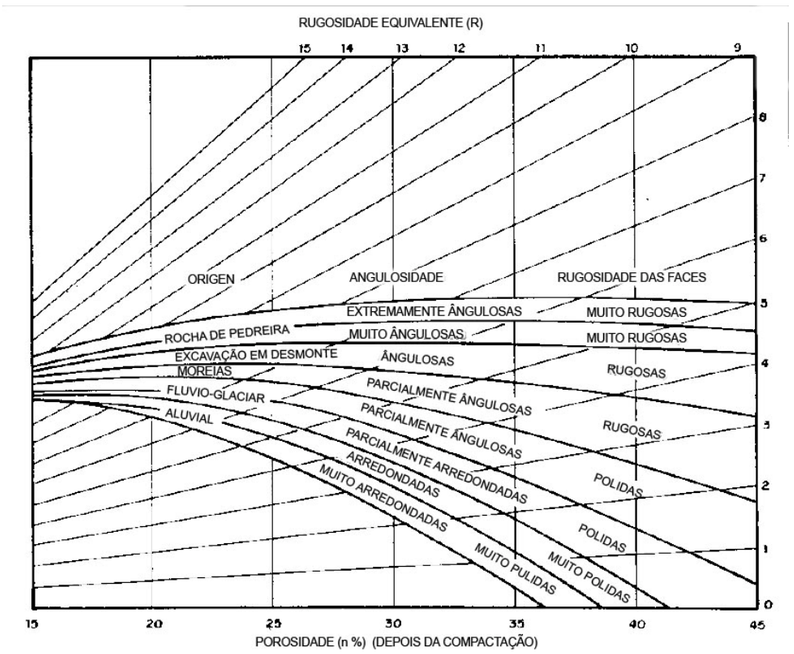


Figura.4-75. Rugosidade equivalente (R)

Considera-se um valor de R, para rocha desmontada mediante ripper e explosivos, de 8,0.

O valor da resistência equivalente obtém-se a partir da seguinte figura:

Figura. 4-76 Resistência equivalente (S)

Considerando um tamanho médio de partículas entre 0.10-0.30 m e tomando o caso de deformação plana, que é o mais representativo no estudo de taludes, obtêm-se valores de S/σ_c compreendidos entre 0,75 e 0,85.

De forma conservadora considerou-se um valor médio de resistência do material rochoso de 92 Mpa , obtendo-se um S = 69-78,2 MPa.

Estimou-se um valor de 28 kN/m^3 para a densidade média do material rochoso

Tendo em conta as considerações antes descritas, temos os seguintes parâmetros:

Em relação ao valor do ângulo de atrito básico (ϕ_B), foi estimado, do lado da segurança, que as superfícies e arestas dos blocos que constituem o enrocamento apresenta umas características resistentes idênticas ao das superfícies das descontinuidades, pelo que se lhes atribui um valor de (ϕ) de não mais de 25º que seria o ângulo de atrito básico.

Para a altura de aterro máxima de 13 e para uma mínima de 1 m, no lanço E, pode obter-se mediante regressão o valor da resistência ao corte do enrocamento de pedrapleno.

$$\phi_p = arctg\left[\frac{\sigma_2 \cdot tg\phi_2 - \sigma_1 \cdot tg\phi_1}{\sigma_2 - \sigma_1}\right]$$

e onde:

$$\phi_1 = R \cdot \log\left(\frac{s}{\sigma_1}\right) + \phi_b = 8 \cdot \log\left(\frac{69}{0{,}028}\right) + 25º = 52º$$

$$\phi_2 = R \cdot \log\left(\frac{s}{\sigma_2}\right) + \phi_b = 8 \cdot \log\left(\frac{69}{0.364}\right) + 25º = 43º$$

E por isso

$$\phi_P = arctg\left[\frac{0{,}36MPa \cdot tg43º - 0{,}028MPa \cdot tg52º}{0{,}36 - 0{,}028} - \right] = 42º$$

Tendo em atenção à segurança considerou-se o valor de 41º

Tendo em conta as considerações antes descritas, temos os seguintes parâmetros:

Ângulo de atrito (φ): 41º
Coesão (c): 0 kPa
Densidade aparente (γ): 28 kN/m^3

Pode-se observar que foram atribuídos parâmetros algo mais desfavoráveis para aterros executados com materiais do tipo solo-enrocamento. Os cálculos serão realizados para este tipo de material constituinte, visto que comprovada a estabilidade destes aterros, automaticamente se verifica a estabilidade para aterros executados com materiais tipo pedrapleno.

Os aterros serão executados, de forma geral, com taludes 2V/3H.

Admitem-se coeficientes de segurança de 1,50 para situações permanentes (terreno com nível freático medido nos reconhecimentos realizados, sobrecarga rodoviária), 1.30 para situações transitórias (terreno totalmente inundado) e de 1,20 para situações acidentais (sismo). Para a situação de sismo serão consideradas, tal como calculado e justificado em capítulos anteriores, uma aceleração de cálculo na base de 0,15g e uma aceleração de cálculo vertical de 0,11g para a Sísmica Tipo I e uma aceleração de cálculo na base de 0,14g e uma aceleração de cálculo vertical de 0,13g para a Sísmica Tipo II

Nos cálculos de estabilidade dos aterros será considerada uma carga rodoviária de 10 KPa, representando a carga da maquinaria de construção e a futura carga rodoviária.

4.4.4. Análise da estabilidade do corpo do aterro

Neste ponto são calculadas as alturas máximas que os aterros podem atingir, considerando factores de segurança pré-definidos e apenas a estabilidade do corpo dos mesmos. Para isso serão utilizados os ábacos de Hoek e Bray, que permitem a uma análise de estabilidade do corpo do aterro, supondo círculos de rotura tangentes à sua fundação. Os ábacos necessários a esta análise apresentam-se nas seguintes figuras:

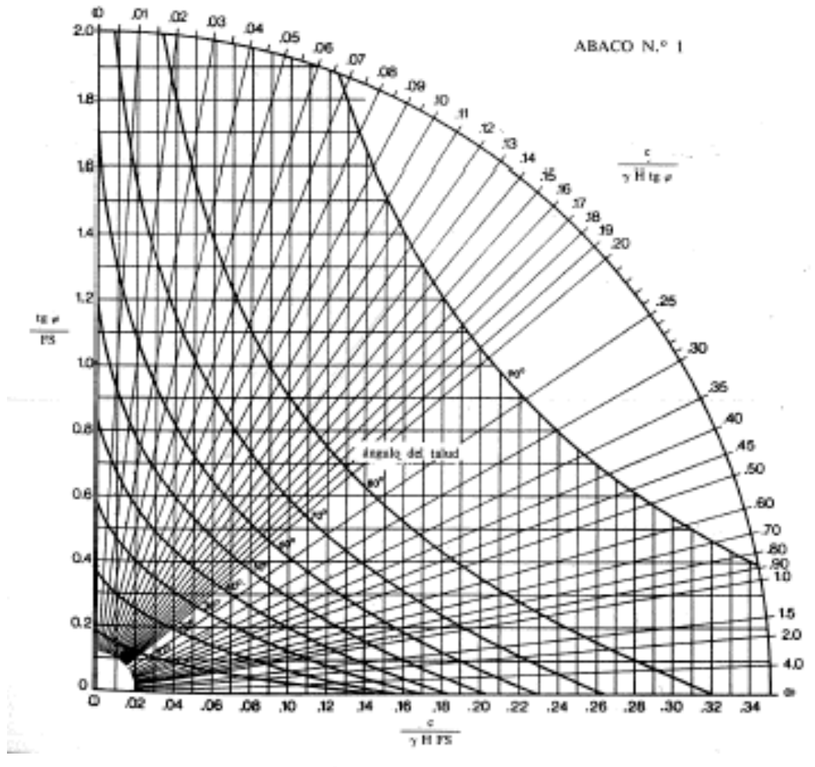


Figura 4-77. Ábaco nº1. Hoek e Bray, 1977

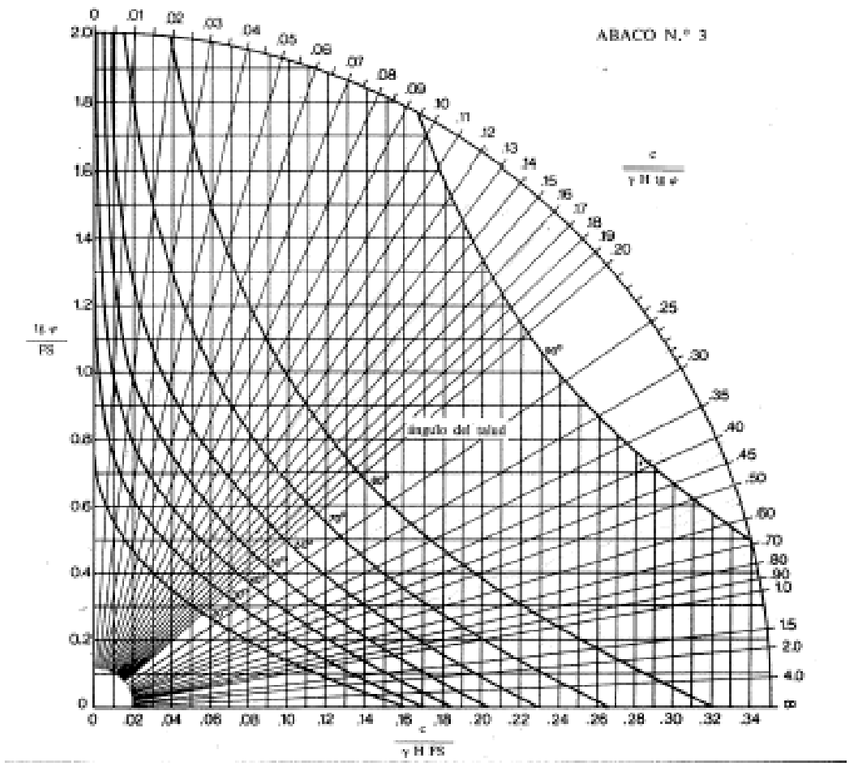


Figura 4-78. Ábaco nº3. Hoek e Bray, 1977

Os aterros poderão ser executados com materiais tipo solo, provenientes da escavação de solos residuais, ou com materiais do tipo solo-enrocamento resultante da escavação de quartzodioritos e tonalitos pertencentes à unidade $Q_{D/T}$ e micaxistos e xistos quartzo feldespáticos das unidades M_{O-MX} e M_{O-C+M}.

De seguida verificam-se as alturas máximas possíveis a empregar em aterros, considerando taludes 2V/3H. Ao mesmo tempo serão considerados os dois tipo de materiais para a sua execução, referidos anteriormente.

<u>Aterro executado com material tipo solo</u>

C = 10 kPa

ϕ = 30º β= 2V/3H (33,69º)

γ = 19 kN/m^3

- Aterro seco (ábaco 1)

Considera-se um coeficiente de segurança admissível de 1,50.

$$\frac{tg\phi}{F_s} = \frac{tg30^o}{1{,}50} = 0{,}38$$

$$0{,}03 = \frac{C}{\gamma \cdot H \cdot F_S} \rightarrow H\max = \frac{10}{19 \cdot 0{,}03 \cdot 1{,}50} = 11{,}69m$$

$H_{máx}$ = 11,69 m

- Aterro inundado a meia altura (ábaco 3)

Considera-se para esta situação acidental, um coeficiente de segurança admissível de 1,20.

$$\frac{tg\phi}{F_s} = \frac{tg30^o}{1{,}20} = 0{,}48$$

$$0{,}038 = \frac{C}{\gamma \cdot H \cdot F_S} \rightarrow H\max = \frac{10}{19 \cdot 0{,}038 \cdot 1{,}20} = 11{,}54m$$

$H_{máx}$ = 11,54 m

Aterro executado com material tipo solo-enrocamento

C = 8 kPa

ϕ = 37º β= 2V/3H (33,69º)

γ = 22 kN/m^3

- Aterro seco (ábaco 1)

Considera-se um coeficiente de segurança admissível de 1,50.

$$\frac{tg\phi}{F_s} = \frac{tg37^\circ}{1{,}50} = 0{,}50$$

$$0{,}015 = \frac{C}{\gamma \cdot H \cdot F_S} \rightarrow H\,\max = \frac{8}{22 \cdot 0{,}015 \cdot 1{,}50} = 16{,}16m$$

$H_{máx}$ = 16,16 m

- Aterro inundado a meia altura (ábaco 3)

Considera-se para esta situação acidental, um coeficiente de segurança admissível de 1,20.

$$\frac{tg\phi}{F_s} = \frac{tg37^\circ}{1{,}20} = 0{,}62$$

$$0{,}022 = \frac{C}{\gamma \cdot H \cdot F_S} \rightarrow H\,\max = \frac{8}{22 \cdot 0{,}022 \cdot 1{,}20} = 13{,}77m$$

$H_{máx}$ = 13,77 m

Considera-se as seguintes alturas máximas, para estes materiais de execução:

- Aterros com material tipo solo (2V/3H) → Hmáx=11,54 m
- Aterros com material tipo solo-enrocamento (2V/3H) → Hmáx=13,77m

As alturas anteriormente indicadas representam as alturas máximas, que podem atingir os aterros para estes tipos de materiais, tendo em conta a estabilidade do seu núcleo. De seguida será verificada a estabilidade global destes aterros tendo em conta estas alturas máximas.

4.4.5. Aterros existentes ao longo do traçado

Neste capítulo são analisadas as características dos aterros mais relevantes, existentes ao longo do traçado, correspondendo-se com os sombreados a cinzento nos quadros 4-49 e 4-50 Síntese dos aterros.

4.4.5.1. Aterro 1: Km 0+850-1+725

- **Descrição**

Este aterro, com uma extensão de 875 m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 13,00 m.

O mesmo será executado sobre materiais pertencentes à unidade litológica $Q_{D/T}$, presente superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterro, que corresponde com o de maior altura ao longo do traçado, foram realizadas um poço PE-1.44) e um ensaio de penetração (DPSH-E-1.61).

O solo residual detectado no poço apresenta-se como uma areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, cor castanha , misturada com fragmentos rochosos, passando a granodioritos porfiróides decompostos a muito alterado (W5-W4). O poço alcançou uma profundidade de 1,50 m.

Nos DPSHs atingiram-se comprimentos de penetração de 4,80 m, para os ensaios DPSH-E-1.61. Neste ponto o aterro atinge 10 m de altura. No DPSH anteriormente referido foram detectados depósitos não consolidados até aos 1,50 m de profundidade, sendo recomendável o seu saneamento, antes da execução do aterro. Segundo o ensaio de penetração estima-se que a rocha sã surja aos 4,80m de profundidade. As profundidades de "nega", obtidas nos DPSHs, definem o contacto entre solo residual e a unidade de rocha muito alterada (W4-W5).

Para a análise de estabilidade e assentamentos deste aterro adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 - 2,00	Solo residual
2,00 – 8,00	Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
8,00- indeterminado.	Rocha sã (W2-W3)

Com os dados de nível de água medidos na sondagem PS-CF-E 01.01-S1 o nível freático situa-se a uma profundidade de 3,2m, no entanto, nas sondagens PS-CF-E 01.01-S2 não existe registo de água. Esta circunstância será tida em conta nos cálculos de estabilidade a realizar.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo-enrocamento, dada a altura que possui.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente (com o nível freático a 3,2 m de profundidade), transitória (nível freático na base do aterro) e acidental (sismo tipo I e sismo Tipo II). Não foi considerada a situação acidental de aterro inundado até meia altura, dado que não representa uma situação real, tendo em conta os materiais de execução definidos (tipo solo-enrocamento). Também foi considerada a situação de sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade $Q_{D/T}$, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

0,00-2,00 <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

2,00-8,00 <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Ângulo de atrito (φ): 35º
Coesão (c): 30 kPa
Densidade aparente (γ): 27 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) : 150 MPa

8,00-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Ângulo de atrito (φ): 67º
Coesão (c): 900 kPa
Densidade aparente (γ): 27 kN/m^3

<u>Aterro executado com solo-enrocamento</u>

Ângulo de atrito (φ): 37º
Coesão (c): 8 kPa
Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

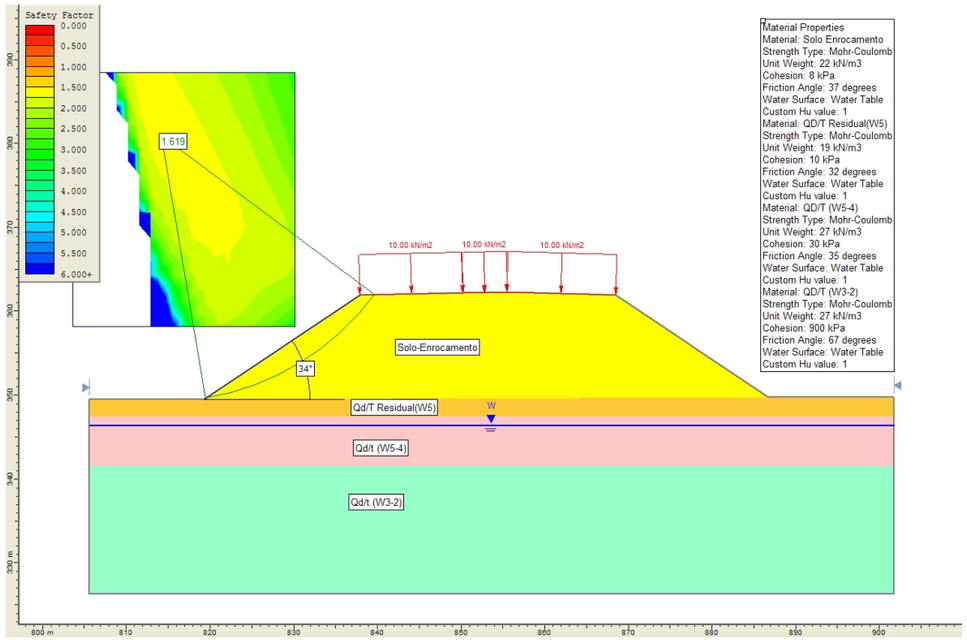


Figura. 4-79. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação permanente.

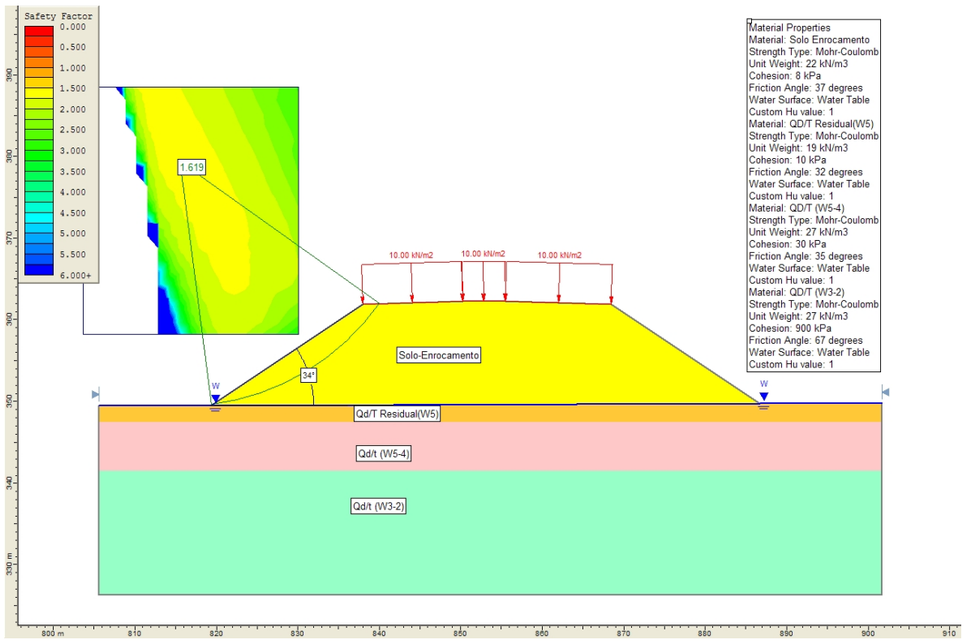


Figura. 4-80. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação transitória.

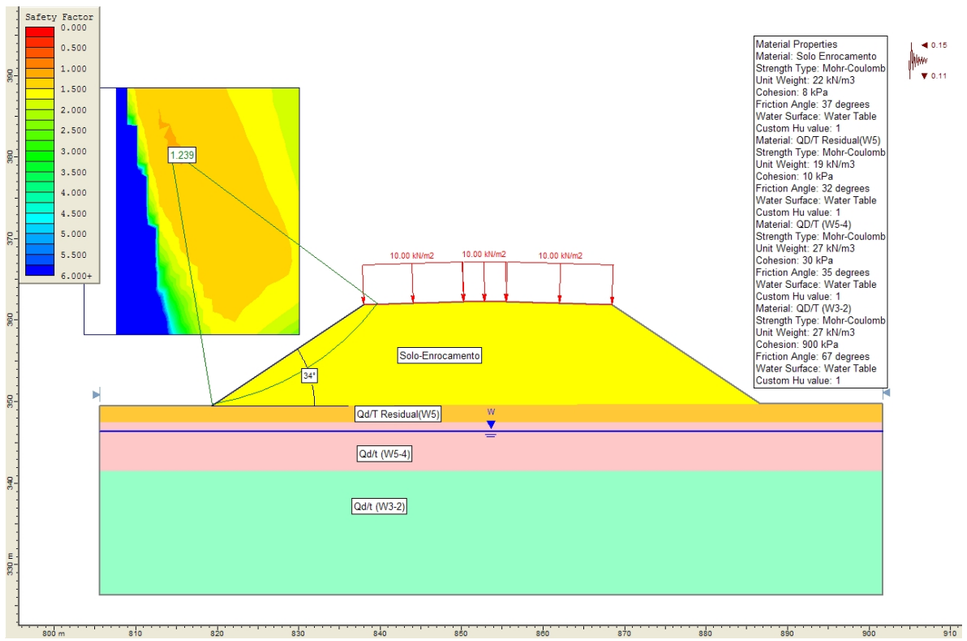


Figura. 4-81. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

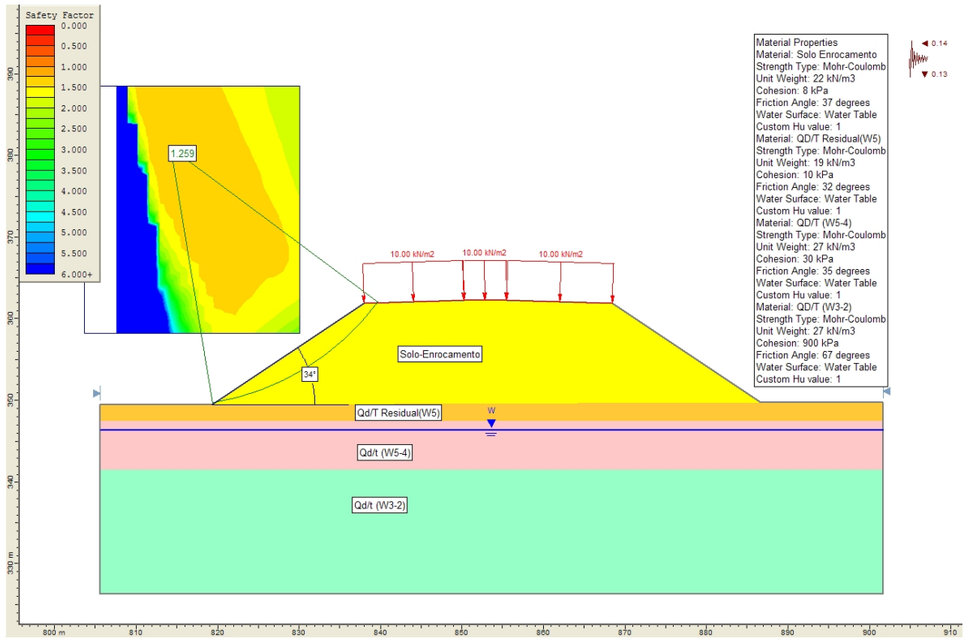


Figura. 4-82. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Foram obtidos os seguintes coeficientes de segurança:

Situação permanente	1,619
Situação transitória:	1,619
Situação acidental: sismo Tipo I	1,239
Situação acidental: sismo Tipo II	1,259

Quadro 4-55. Aterro 1: coeficientes de segurança.

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Pode-se observar que para as situações permanentes e com sismo, a rotura produz-se através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação. Por outro lado, quando o terreno se encontra inundado (situação transitória), o círculo de rotura intersecta a unidade de fundação deste aterro.

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de um folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e a rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã.

CALCULO ASIENTO DE UN TERRAPLEN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA

Altura del terraplén	H=	13,00	m
Ancho de la coronación	A=	30,00	m
Densidad del terraplén	γ_t=	22,00	kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1,5	

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	0,5	80	286,00	0,18
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	1	80	286,00	0,18
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	1,5	80	285,98	0,18
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	2	80	285,94	0,18
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	2,5	150	285,87	0,10
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	3	150	285,77	0,10
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	3,5	150	285,63	0,10
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	4	150	285,43	0,10
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	4,5	150	285,19	0,10
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	5	150	284,88	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	5,5	150	284,51	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	6	150	284,07	0,09

AUXILIAR

Presion	P=	286	kN/m^2
Ancho del lateral	B=	19,5	m

ASIENTO TOTAL 1,48 cm

Obteve-se um assentamento de 1,48 cm. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,6 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

É aconselhável executar este aterro com material tipo solo-enrocamento, dada a sua elevada altura, de forma a garantir que não existem problemas de estabilidade.

Ao mesmo tempo, recomenda-se sanear o material descomprimindo-o entre os p.k. 1+600 e 1+715. Estima-se que este material possua no máximo, 1,50 m de espessura, a qual deve ser comprovada durante a execução da obra. O material saneado deve ser substituído por material drenante, protegido com geotêxteis.

4.4.5.2. Aterro 2: Km 1+740-1+847; Aterro 3: 1+862-2+750

- **Descrição**

O Aterro 2, com uma extensão de 107 m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 12,00 m.

O Aterro 3, com uma extensão de 888 m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 11,50 m.

Dado que ambos os aterros estão situados sobre as mesmas unidades litológicas e apresentam alturas identicas foram estudados em conjunto, incluindo os cálculos do aterro mais alto, situando-se assim do lado da segurança.

O mesmos serán executados sobre materiais pertencentes à unidade litológica $Q_{D/T}$, presente superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterros, dispõe-se de três poços (PE-1.84, PE-2.17 e PE-2.58).

Nos poços o material detectado apresenta-se como uma areia silto-argilosa, de grão fino a médio, e médio a grosseiro, cor castanha, misturada com torrões argilosos e fragmentos de rocha, passando a granodioritos porfiróides decompostos a muito alterados (W5-W4). Os mesmos alcançaram uma profundidade de escavação de 2.60, 2,30 e 1,30, respectivamente.

Para a análise de estabilidade e assentamentos deste aterros adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 - 2,00	Solo residual
2,00 – 6,00	Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
6,00- indeterminado	Rocha sã (W2-W3)

Não se prevê que o nível freático afecte este desmonte, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo-enrocamento, dada a altura que possui.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente, transitória (nível freático na base do aterro) e acidental(sismo tipo I e sismo tipo II). Não foi considerada a situação acidental de aterro inundado até meia altura, dado que não representa uma situação real, tendo em conta os materiais de execução definidos (tipo solo-enrocamento). Também foi considerada a situação de sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade $Q_{D/T}$, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

00,00-2,00 Solo residual

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

2,00-6,00 Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)

Ângulo de atrito (φ):	35º
Coesão (c):	30 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	150 MPa

6,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Ângulo de atrito (φ):	67º
Coesão (c):	900 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3

Aterro executado com solo-enrocamento

Ângulo de atrito (φ): 37º

Coesão (c): 8 kPa

Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

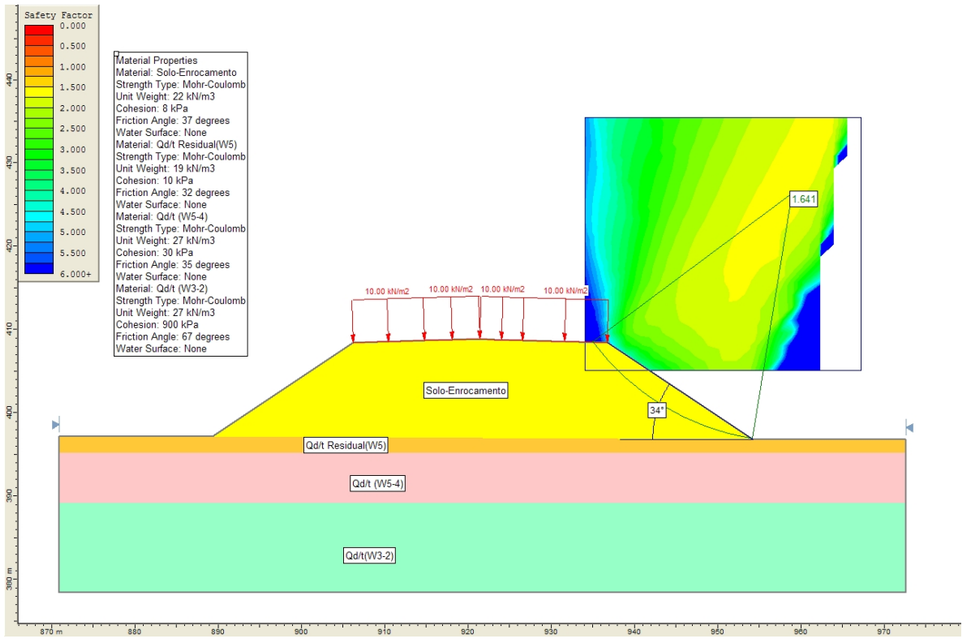


Figura. 4-83. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação permanente.

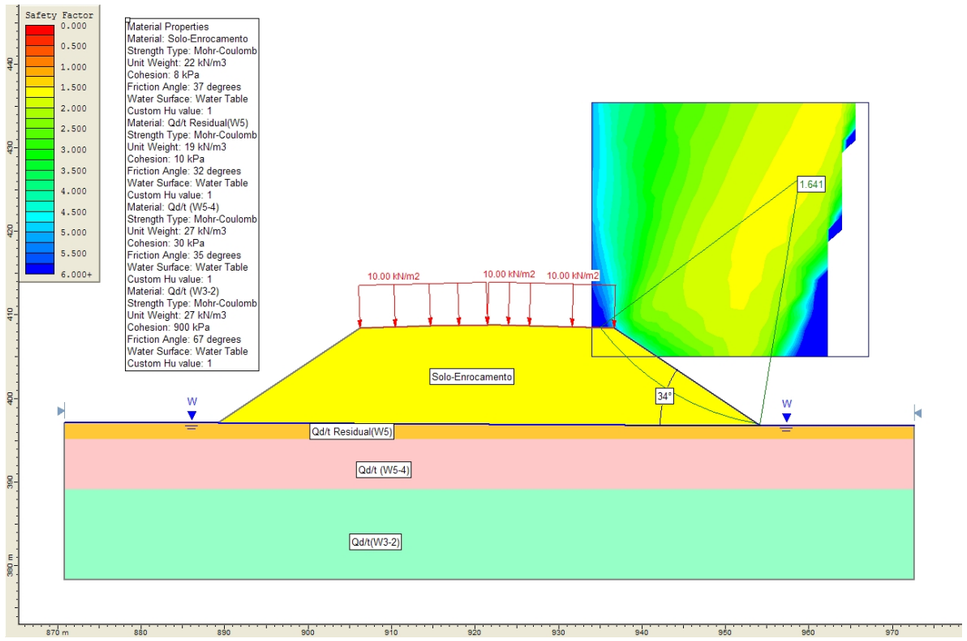


Figura 4-84. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação transitória.

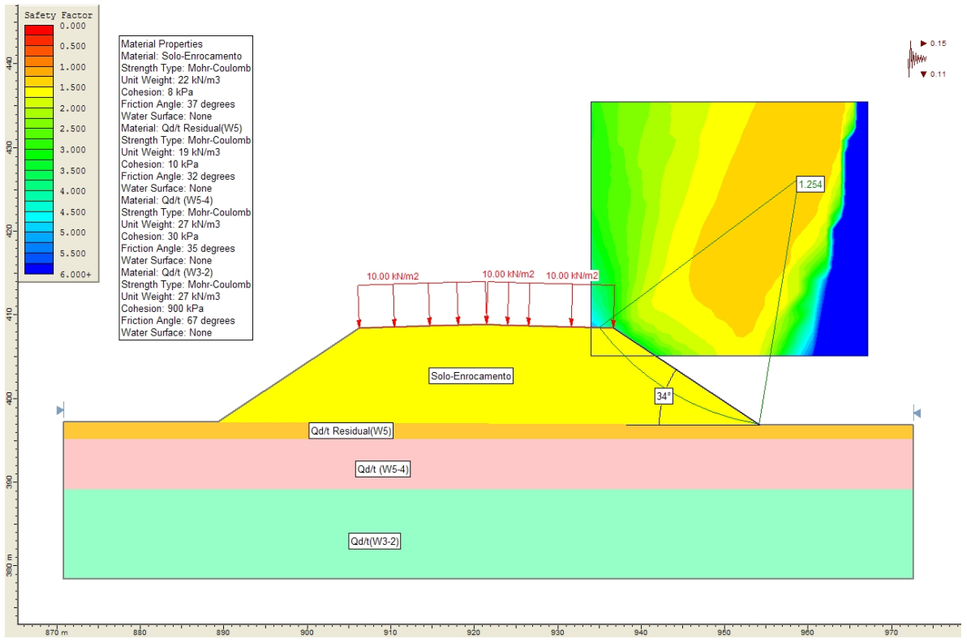


Figura. 4-85. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

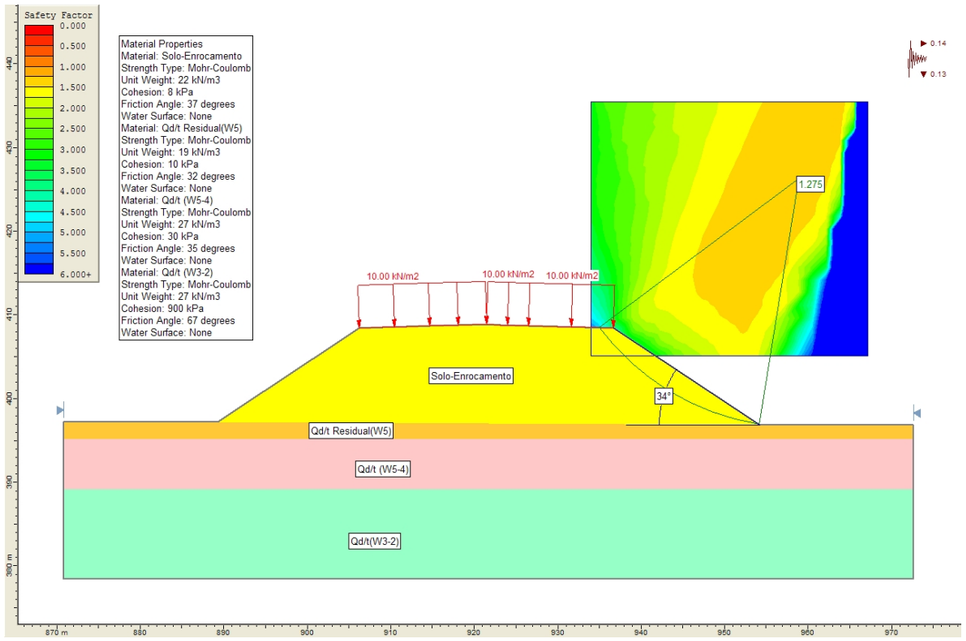


Figura. 4-86. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Foram obtidos os seguintes coeficientes de segurança:

Situação permanente	1,,641
Situação transitória	1,641
Situação acidental: sismo Tipo I	1,254
Situação acidental: sismo Tipo II	1,275

Quadro 4-56. Aterro 2: coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Pode-se observar que para as situações permanentes e com sismo, a rotura se produz através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação. Por outro lado, quando o terreno se encontra inundado (situação transitória), o círculo de rotura intersecta a unidade de fundação deste aterro.

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de um folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e a rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã.

CALCULO ASIENTO DE UN TERRAPLEN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA

Altura del terraplén	H=	12,00 m
Ancho de la coronación	A=	30,00 m
Densidad del terraplén	γ_t=	22,00 kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1,5

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	0,5	80	264,00	0,16
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	1	80	264,00	0,16
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	1,5	80	263,98	0,16
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	2	80	263,94	0,16
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	2,5	150	263,88	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	3	150	263,78	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	3,5	150	263,64	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	4	150	263,45	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	4,5	150	263,20	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	5	150	262,90	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	5,5	150	262,54	0,09
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	6	150	262,11	0,09

AUXILIAR

Presion	P=	264 kN/m^2
Ancho del lateral	B=	18 m

ASIENTO TOTAL 1,36 cm

Obteve-se um assentamento de 1,36 cm. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,6 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

A base do aterro em zonas próximas a linhas de água (p.k. aproximado 2+660), ou zonas potencialmente inundáveis, deve ser executada com material drenante.

É aconselhável executar este aterro com material tipo solo-enrocamento, dada a sua elevada altura, de forma a garantir que não existem problemas de estabilidade.

Ao mesmo tempo, recomenda-se sanear o material descomprimido entre os p.k. 1+750 e 1+930. Estima-se que este material possua no máximo, 1,50 m de espessura, a qual deve ser comprovada durante a execução da obra. O material saneado deve ser substituído por material drenante, protegido com geotêxteis.

4.4.5.3. Aterro Nó da Fonte Boa do Degebe. Ramo A. p.k (eixo). 4+675

- **Descrição**

No Nó da Fonte Boa do Degebe existem vários ramos com aterros de altura superior a 7,00m, a maioria ficará apoiada sobre solo residual de quartzodiorito/tonalito. O aterro de maior altura, e por isso o mais desfavorável, é o pertencente à Ramo A.

Este aterro, com uma extensão de 330m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 10,50 m.

O mesmo será executado sobre materiais pertencentes à unidade litológica $Q_{D/T}$, presente superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterro, dispõe-se de três sondagens executadas para o estudo de fundação da estrutura P.S. 04.02 (SE-04.02-S1, SE-04.02-S2 e SE-04.02-S3).

Nas sondagens os materiais detectados, apresentam-se como granodioritos porfiróides decompostos a muito alterados (W5-W4). Os mesmos alcançaram uma profundidade média de 5-6m, onde se detectou a rocha com alteração (W3-2). Na sondagem PS-04.02-S2 apareceu a rocha sã a 3,00m.

Para a análise de estabilidade e assentamentos deste aterro adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 – 2,00	Solo residual
2,00 – 6,00	Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
6,00-ind.	Rocha sã (W2-W3)

Com os dados de nível de água medidos na sondagem PS-04.02-S3 o nível freático situa-se a uma profundidade de 1,7m, no entanto, nas sondagens PS-04.02-S1 e S2 não existe registo de água. Esta circunstância será tida em conta nos cálculos de estabilidade a realizar.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo-enrocamento, dada a altura que possui.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente (com o nível freático a 1,7 m de profundidade), transitória (nível freático na base do aterro) e acidental (sismo tipo I e sismo tipo II). Não foi considerada a situação acidental de aterro inundado até meia altura, dado que não representa uma situação real, tendo em conta os materiais de execução definidos (tipo solo-enrocamento ou pedrapleno). Também foi considerada a situação de sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade $Q_{D/T}$, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

0,00-2,00 <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

2,00-6,00 <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Ângulo de atrito (φ):	35º
Coesão (c):	30 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	150 MPa

6,00-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Ângulo de atrito (φ):	67º
Coesão (c):	900 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3

<u>Aterro executado com solo-enrocamento</u>

Ângulo de atrito (φ): 37º
Coesão (c): 8 kPa
Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

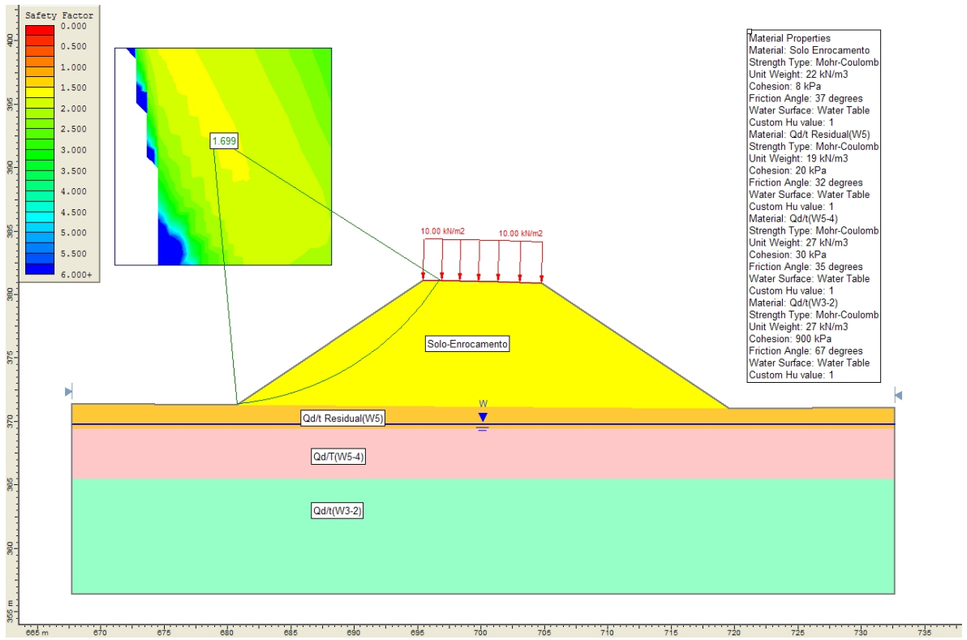


Figura. 4-87. Ramo A estudo de estabilidade. Situação permanente.

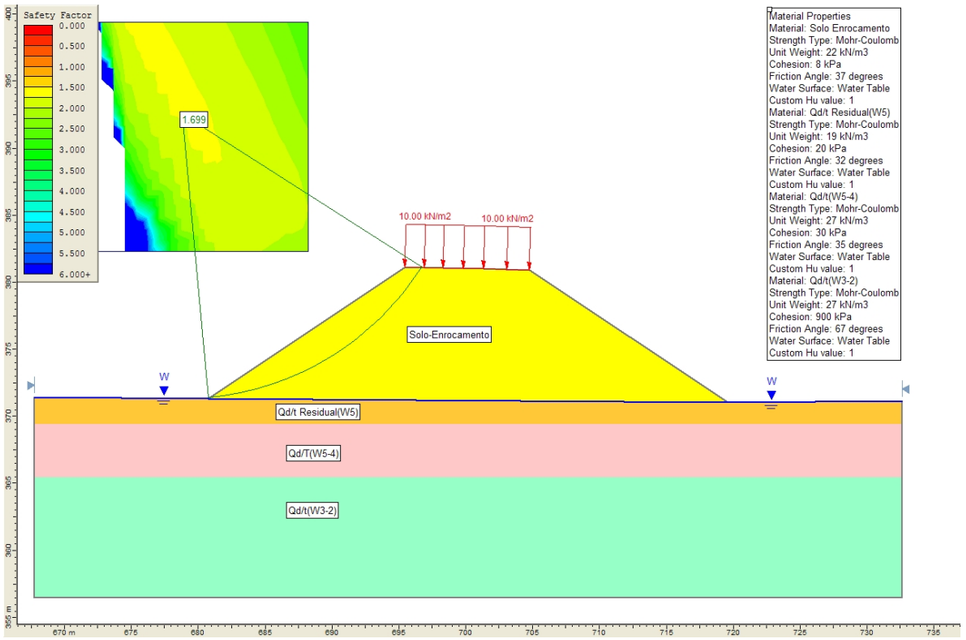


Figura. 4-88. Ramo A : estudo de estabilidade. Situação transitória.

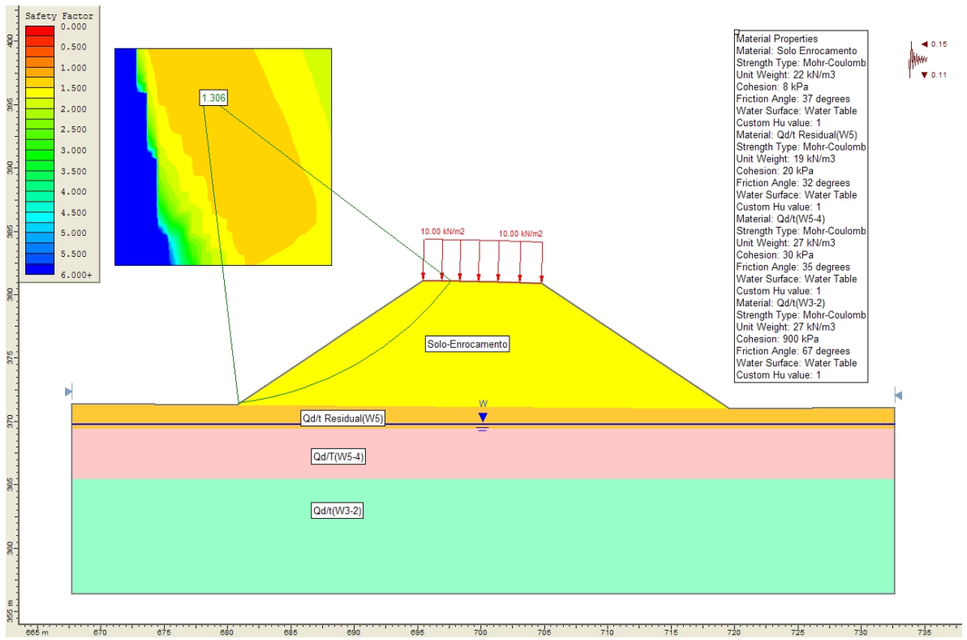


Figura. 4-89. Ramo A: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

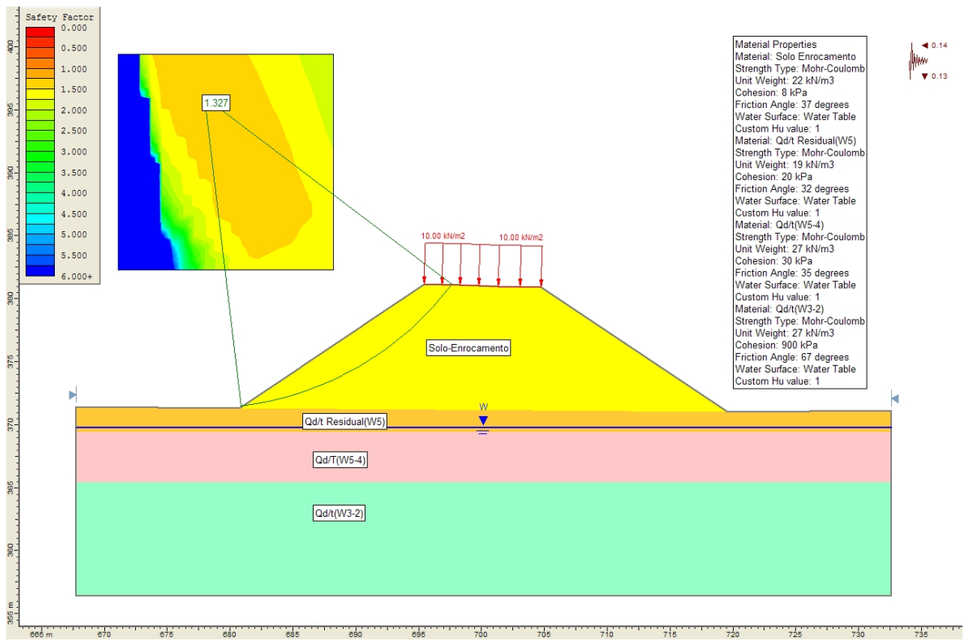


Figura. 4-90. Ramo A : estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Foram obtidos os seguintes coeficientes de segurança:

Situação permanente	1,699
Situação transitória	1,699
Situação acidental: sismo Tipo I	1,306
Situação acidental: sismo Tipo II	1,327

Quadro 4-57. Ramo A: coeficientes de segurança.

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de um folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e a rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã.

CALCULO ASIENTO DE UN TERRAPLEN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA

Altura del terraplén	H=	10,50	m
Ancho de la coronación	A=	30,00	m
Densidad del terraplén	γ_t=	22,00	kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1,5	

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	0,5	80	231,00	0,14
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	1	80	231,00	0,14
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	1,5	80	230,98	0,14
$Q_{D/T\ residual}$	0,5	2	80	230,94	0,14
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	2,5	150	230,88	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	3	150	230,79	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	3,5	150	230,65	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	4	150	230,47	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	4,5	150	230,24	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	5	150	229,95	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	5,5	150	229,60	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	6	150	229,19	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	6,5	150	228,72	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	7	150	228,18	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	7,5	150	227,58	0,08
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0,5	8	150	226,91	0,08

AUXILIAR

Presion	P=	231	kN/m^2
Ancho del lateral	B=	15,75	m

ASIENTO TOTAL **1,50 cm**

Obteve-se um assentamento de 1,50 cm. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

que para as situações permanente e com sismo, a rotura produz-se através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação. Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,7 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

É aconselhável executar este aterro com material tipo solo-enrocamento, dada a sua elevada altura, de forma a garantir que não existem problemas de estabilidade.

4.4.5.4. Aterro 21: Km 10+580-11+610

- **Descrição**

Este aterro, com uma extensão de 1030 m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 11,50 m.

O mesmo será executado sobre materiais pertencentes à unidade litológica M_{O-C+M}, presente superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterro foram realizadas uma sondagem (PA-E 10,01-S1), um poço (PE-11.55) e dois ensaios de penetração (DPSH-E-10.80 e DPSH-E-11.55).

Nos poços os material detectado, apresenta-se como um areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, cor castanha, misturado com torrões argilosos e fragmentos de rocha, passando a xistos decompostos a muito alterados (W5-W4). Os mesmos alcançaram uma profundidade de escavação de 1,80 m.

As colunas das sondagens apresentam um nível de 3-5 m de solo residual de micaxisto siltoso, de grão fino, acastanhado, totalmente descomposto (W5). Por debaixo aparece o micaxisto a forma de solo siltoso, misturado com fragmentos de rocha, descomposto a muito alterado (W5-W4) até uma profundidade mínima de 7,5m. Realizaram-se 14 ensaios SPT, nos quais se obtiveram “negas” em todos os casos, com escassa penetração em rocha.

O DPSH-E-10.80 alcançou uma profundidade de 7,2 m e foi realizado na base da linha de água. Por debaixo da terra vegetal as pancadas obtidas oscilam entre 7 e 8, correspondendo a um solo de origem aluvionar existente até os 2,0 m de profundidade. É recomendável sanear os mesmos, antes de executar o aterro. Posteriormente, antes da respectiva “nega” as pancadas aumentam progressivamente, passando de solo residual a rocha xistosa meteorizada. Estas pancadas classificam-se este nível residual como solto ($\approx N_{SPT}$=10-20 pancadas) e a nível de rocha meteorizada como compacta ($\approx N_{SPT}$=20-30 pancadas).

O DPSH-E-11.55 atinge uma profundidade de 4,80 m, algo inferior ao anterior, devido o neste não estar representado o solo aluvianar, confirmado no seu anterior. Antes da respectiva "nega" as pancadas aumentam progressivamente, passando do solo residual à rocha xistosa meteorizada. Segundo estes números, este material classifica-se como medianamente compacto.

As profundidades de "nega", obtidas nos DPSHs, definem o contacto entre solo residual e a unidade de rocha muito alterada (W4-W5). Assim sendo, adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 – 4,00 Solo residual
4,00 – 8,00 Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
8,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Com os dados de nível de água medidos na sondagem PS-E 10.01-S3 o nível freático situa-se a uma profundidade de 5,5 m, no entanto, nas sondagens PS-E 10.01-S1-S2 não existe registo de água. Esta circunstância será tida em conta nos cálculos de estabilidade a realizar.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo-enrocamento, dada a altura que possui.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente (com o nível freático a 5,5 m de profundidade), transitória (nível freático na base do aterro) e acidental(sismo tipo I e sismo tipo II) Não foi considerada a situação acidental de aterro inundado até meia altura, dado que não representa uma situação real, tendo em conta os materiais de execução definidos (tipo solo-enrocamento). Também foi considerada a situação de sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade M_{O-C+M}, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

0,00-4,00 Solo residual

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

4,00-8,00. <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Ângulo de atrito (φ): 32º
Coesão (c): 30 kPa
Densidade aparente (γ): 26 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) : 150 MPa

8,00-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Ângulo de atrito (φ): 50º
Coesão (c): 200 kPa
Densidade aparente (γ): 26 kN/m^3

<u>Aterro executado com solo-enrocamento</u>

Ângulo de atrito (φ): 37º
Coesão (c): 8 kPa
Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

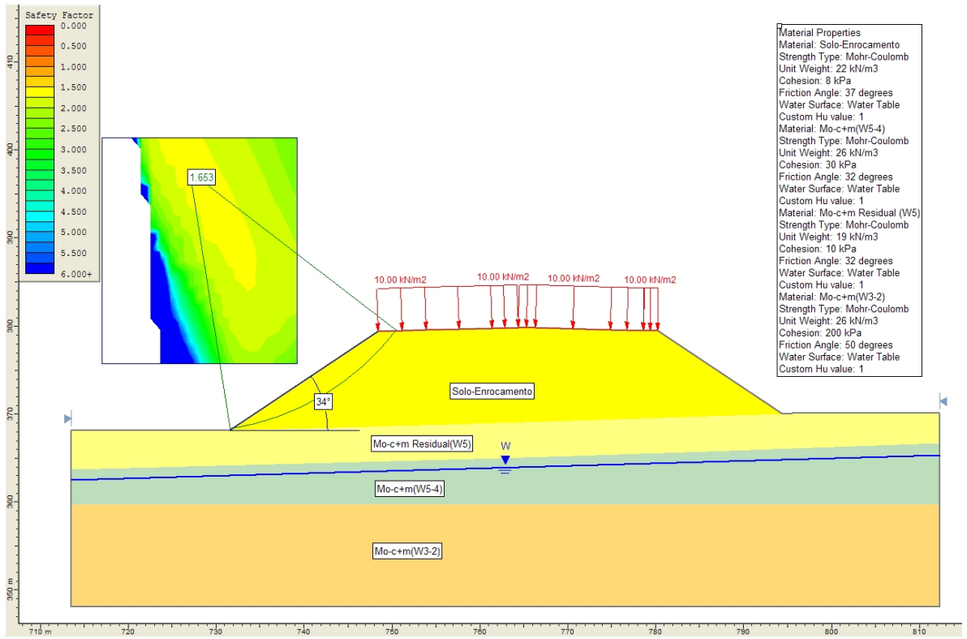


Figura. 4-91. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação permanente.

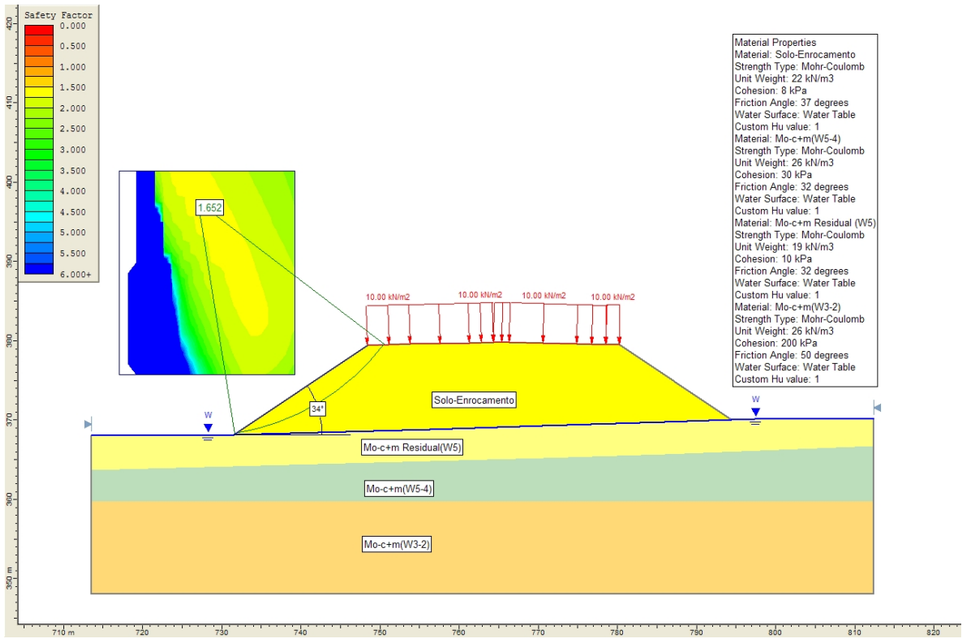


Figura. 4-92. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação transitória.

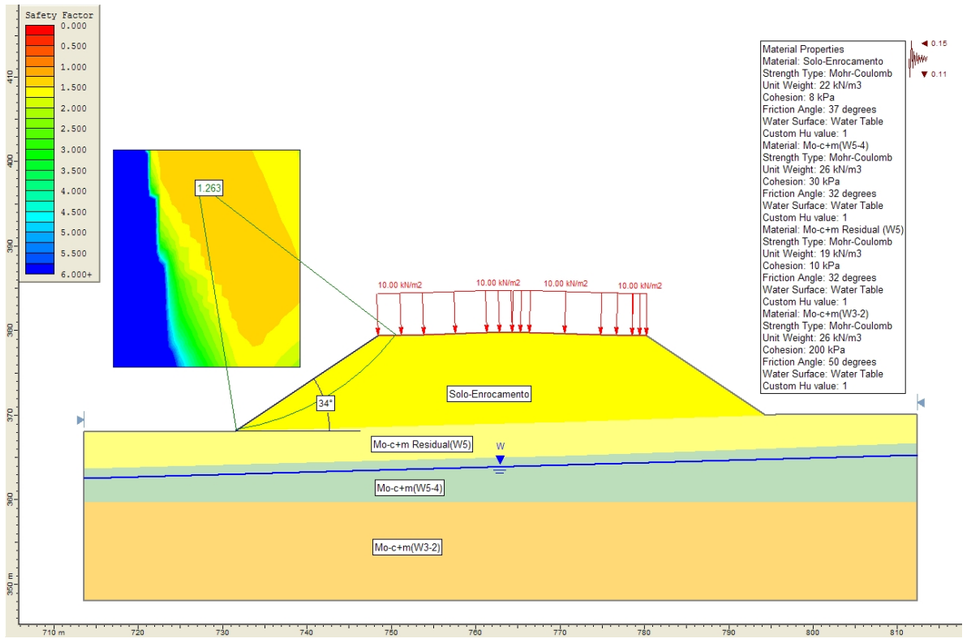


Figura. 4-93. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

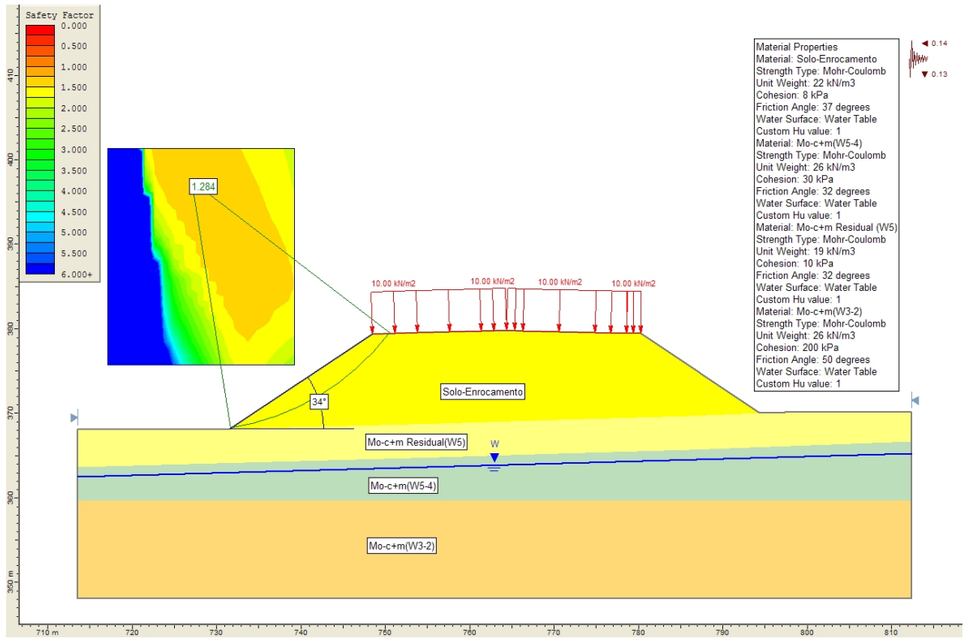


Figura. 4-94. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Foram obtidos os seguintes coeficientes de segurança:

Situação permanente	1,653
Situação transitória	1,652
Situação acidental: sismo Tipo I	1,263
Situação acidental: sismo Tipo II	1,284

Quadro 4-58. Aterro 21: coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Pode-se observar que para as situações permanentes e com sismo, a rotura se produz através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação. Por outro lado, quando o terreno se encontra inundado (situação transitória), o círculo de rotura intersecta a unidade de fundação deste aterro.

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de um folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã

CALCULO ASIENTO DE UN TERRAPLEN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA			
Altura del terraplén	H=	11,50	m
Ancho de la coronación	A=	30,00	m
Densidad del terraplén	γ_t=	22,00	kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1,5	

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	0,5	80	253,00	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	1	80	253,00	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	1,5	80	252,98	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	2	80	252,94	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	2,5	80	252,88	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	3	80	252,78	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	3,5	80	252,64	0,16
$M_{O-C+M\ residual}$	0,5	4	80	252,45	0,16
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	4,5	150	252,21	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	5	150	251,92	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	5,5	150	251,56	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	6	150	251,14	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	6,5	150	250,65	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	7	150	250,09	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	7,5	150	249,47	0,08
$M_{O-C+M\ (W5-W4)}$	0,5	8	150	248,78	0,08

AUXILIAR			
Presion	P=	253	kN/m^2
Ancho del lateral	B=	17,25	m

ASIENTO TOTAL	1,93 cm

Obteve-se um assentamento de 1,93 cm. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,5 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

A base do aterro em zonas próximas a linhas de água (p.k. 10+730 a 10+800), ou zonas potencialmente inundáveis, deve ser executada com material drenante.

É aconselhável executar este aterro com material tipo solo-enrocamento, dada a sua elevada altura, de forma a garantir que não existem problemas de estabilidade.

Ao mesmo tempo, recomenda-se sanear o material descomprimido na proximidade das mesmas linhas de água (entre os p.k. 10+770 e 10+830). Estima-se que este material possua no máximo, 2,00 m de espessura, a qual deve ser comprovada durante a execução da obra. O material saneado deve ser substituído por material drenante, protegido com geotêxteis.

4.4.5.5. Aterro 22: Km 11+620-12+405

- **Descrição**

Este aterro, com uma extensão de 785 m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 10,50 m.

Em simultâneo com este aterro está projectado o Nó do Monte Pinheiros, onde se prevêem aterros com alturas de cerca de 10 m no ramos A eB, pelo que a análise de estabilidade, assentamentos e medidas complementares a adoptar na construção do Nó serão as mesmas que as definidas para a execução do aterro sobre o eixo.

O mesmo será executado sobre materiais pertencentes à unidade litológica G_N, presente superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterro foram realizadas três sondagens (PS-E-12.01-S1, PS-E-12.01-S2 e PS-E-12.01-S3) e um poço (PE-12.18).

No poço o material detectado apresenta-se como um areia siltosa, de grão fino a médio, cor castanha clara, misturado com fragmentos de rocha, passando a gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4). O poço alcançou uma profundidade de escavação de 1,60 m.

As colunas das sondagens apresentam um nível de 2-4 m de solo residual de argilas compactas, acastanhadas e migmatitos e gnaisses totalmente decompostos (W5). Por debaixo aparece o migmatito e gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4), siltoso e misturado com fragmentos de rocha, até uma profundidade mínima de 7,5m. Realizou-se 1 ensaio SPT em solo residual, dando como resultado um valor de 14. Na rocha meteorizada realizaram-se 13 ensaios SPT, nos quais se obtiveram “negas” em todos os casos, com escassa penetração em rocha.

Para a análise de estabilidade e assentamentos deste aterro adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 – 4,00	Solo residual
4,00 – 8,00	Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
8,00-ind.	Rocha sã (W2-W3)

Não se prevê que o nível freático afecte este desmonte, dado que não foi detectado em nenhum reconhecimento próximo ao mesmo.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo-enrocamento, dada a altura que possui.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente, transitória (nível freático na base do aterro) e acidental(sismo tipo I e sismo tipo II). Não foi considerada a situação acidental de aterro inundado até meia altura, dado que não representa uma situação real, tendo em conta os materiais de execução definidos (tipo solo-enrocamento ou pedrapleno). Também foi considerada a situação de sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade G_N, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

0,00-4,00 <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

4,00-8,00 <u>Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)</u>

Ângulo de atrito (φ):	35º
Coesão (c):	30 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	150 MPa

8,00-ind. <u>Rocha sã (W2-W3)</u>

Ângulo de atrito (φ):	68º
Coesão (c):	1000 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3

<u>Aterro executado com solo-enrocamento</u>

Ângulo de atrito (φ): 37º
Coesão (c): 8 kPa
Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

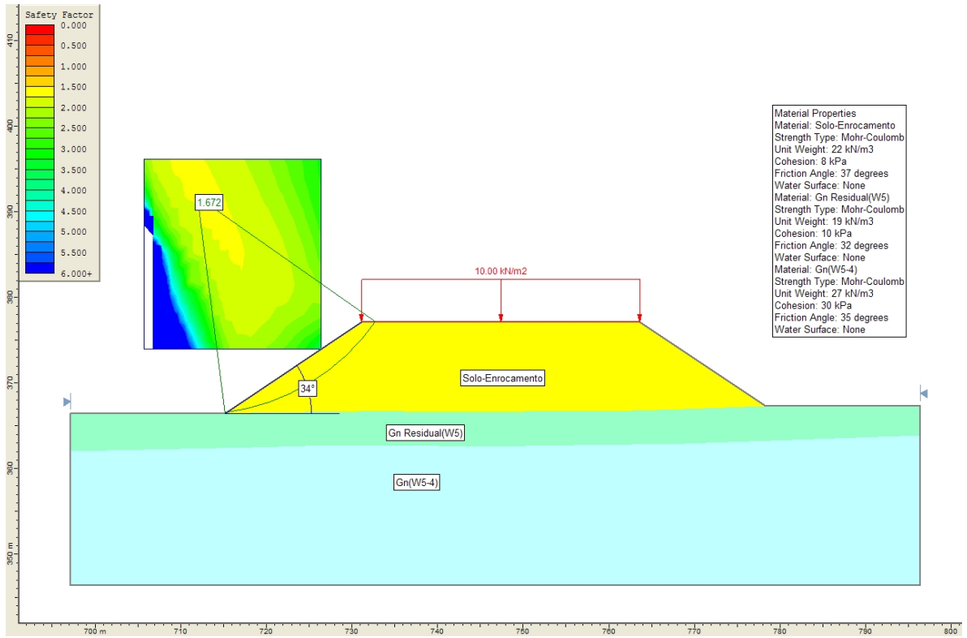


Figura. 4-95. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação permanente.

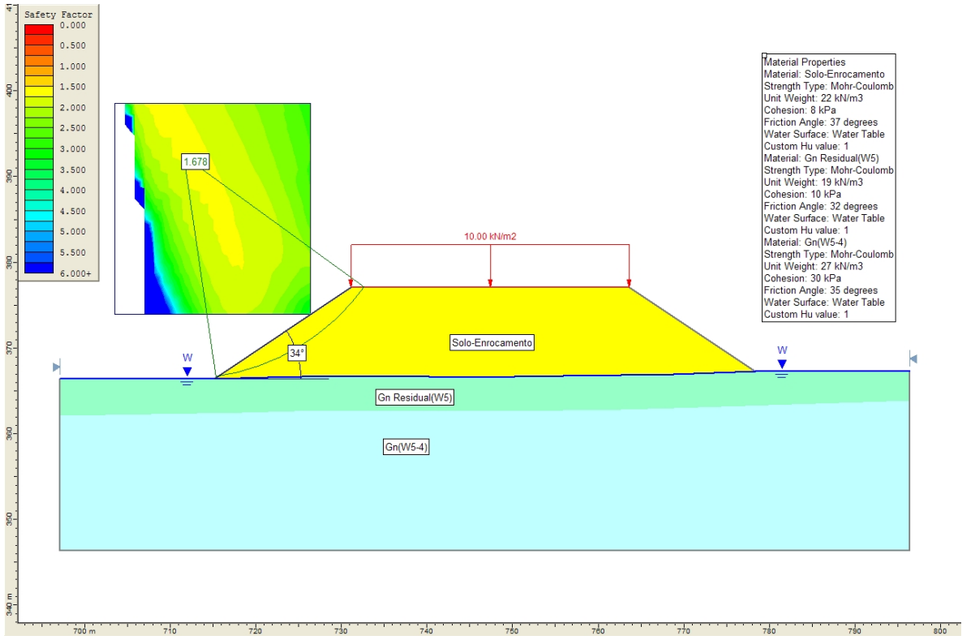


Figura. 4-96. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação transitória.

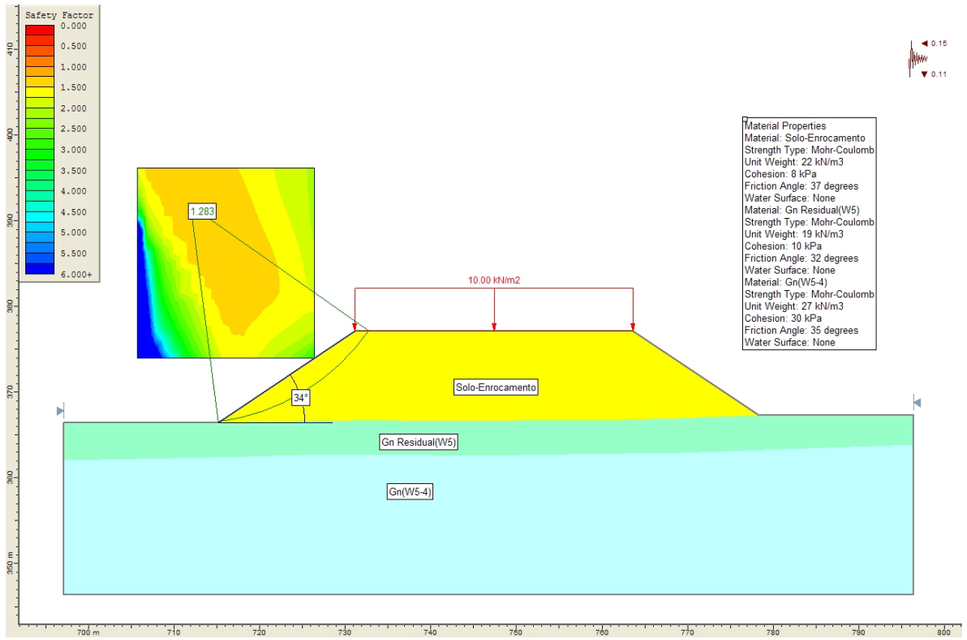


Figura. 4-97. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

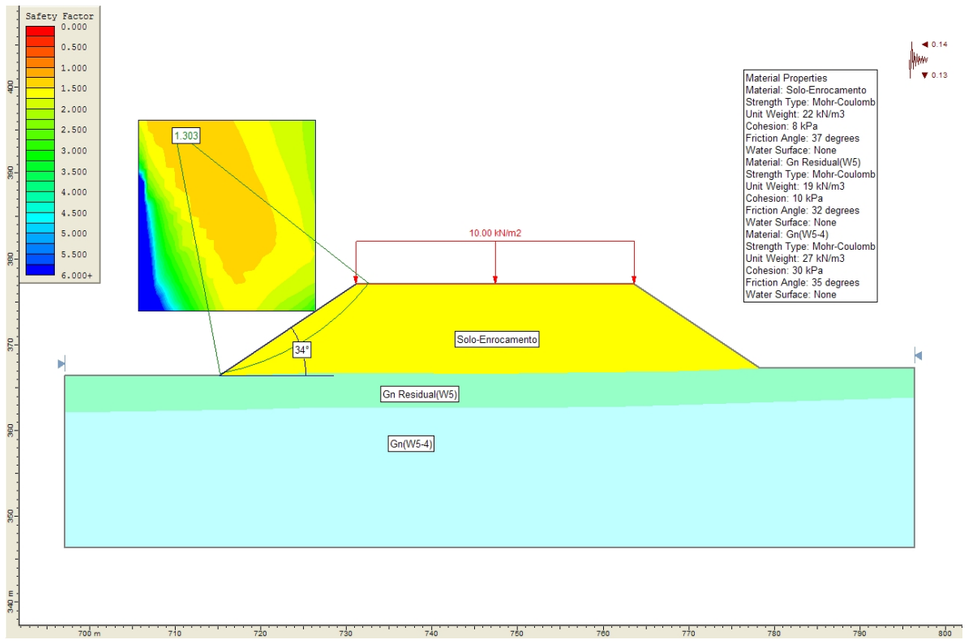


Figura. 4-98. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Foram obtidos os seguintes coeficientes de segurança:

Situação permanente	1,672
Situação transitória	1,678
Situação acidental: sismo Tipo I	1,283
Situação acidental: sismo Tipo II	1,303

Quadro 4-59. Aterros 22: coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Pode-se observar que para as situações permanentes e com sismo, a rotura se produz através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação. Por outro lado, quando o terreno se encontra inundado (situação transitória), o círculo de rotura intersecta a unidade de fundação deste aterro.

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de uma folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã.

CALCULO ASIENTO DE UN TERRAPLEN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA			
Altura del terraplén	H=	10,50	m
Ancho de la coronación	A=	30,00	m
Densidad del terraplén	γ_t=	22,00	kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1,5	

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$G_{N\ residual}$	0,5	0,5	80	231,00	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	1	80	231,00	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	1,5	80	230,98	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	2	80	230,94	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	2,5	80	230,88	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	3	80	230,79	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	3,5	80	230,65	0,14
$G_{N\ residual}$	0,5	4	80	230,47	0,14
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	4,5	150	230,24	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	5	150	229,95	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	5,5	150	229,60	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	6	150	229,19	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	6,5	150	228,72	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	7	150	228,18	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	7,5	150	227,58	0,08
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	8	150	226,91	0,08

AUXILIAR			
Presion	P=	231	kN/m^2
Ancho del lateral	B=	15,75	m

ASIENTO TOTAL	1,76 cm

Obteve-se um assentamento de 1,76 cm. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,6 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

É aconselhável executar este aterro, também nos ramos A+B e B do Nó de Monte de Pinheiros, com material tipo solo-enrocamento ou pedrapleno, dada a sua elevada altura, de forma a garantir que não existem problemas de estabilidade.

4.4.5.6. Aterro 25: Km 15+130-16+080

- **Descrição**

Este aterro, com uma extensão de 950 m, apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 8,80 m.

O mesmo será executado sobre materiais pertencentes à unidade litológica $Q_{D/T}$, presente superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterro, foram realizadas uma sondagem (PI-E-16.01-S1) e um ensaio de penetração (DPSH-E-15.87).

As colunas das sondagens apresentam um nível de 5,5 m de solo residual de gnaisses granitoides, cor castanha, totalmente decompostos (W5). Por debaixo aparece o gnaisse granitoide de grão fino, esbranquiçado, medianamente a pouco alterado (W3-W2), com diaclases subverticais a 70º com o eixo da sondagem.

Realizaram-se 4 ensaios SPT, nos quais se obtiveram "negas" em todos os casos, com escassa penetração em rocha.

O DPSH-E-15.87 alcançou uma profundidade de 8,4 m e foi realizado na junto à linha de água. Por debaixo da terra vegetal as pancadas obtidas oscilam entre 4 e 9, correspondendo a um solo de origem aluvial existente até os 3,0m de profundidade. É recomendável sanear os mesmos, antes de executar o aterro. Posteriormente, antes da respectiva "nega" as pancadas aumentam progressivamente, passando de solo residual a rocha gnaíssica meteorizada. Estas pancadas classificam este nível residual como solto($\approx N_{SPT}$=10-20 pancadas) e o nível de rocha meteorizada como compacta ($\approx N_{SPT}$=20-50 pancadas).

As profundidades de "nega", obtidas nos DPSHs, definem o contacto entre solo residual e a unidade de rocha muito alterada (W4-W5). Assim sendo, adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 – 4,00	Solo residual
4,00 – 12,00	Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
12,00-ind.	Rocha sã (W2-W3)

Com os dados de nível de água medidos na sondagem VI-E 16.01-S1 o nível freático situa-se a uma profundidade de 4,0-4,40m. Esta circunstância será tida em conta nos cálculos de estabilidade a realizar.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo-enrocamento, dada a altura que possui.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente (com o nível freático a 4 m de profundidade), transitória (nível freático na base do aterro) e acidental(sismo tipo I e sismo tipo II). Não foi considerada a situação acidental de aterro inundado até meia altura, dado que não representa uma situação real, tendo em conta os materiais de execução definidos (tipo solo-enrocamento ou pedrapleno). Também foi considerada a situação da sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade $Q_{D/T}$, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

00,00-4,00 <u>Solo residual</u>

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

4,00-12,00 Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)

Ângulo de atrito (φ): 35º
Coesão (c): 30 kPa
Densidade aparente (γ): 27 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) : 150 MPa

12,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Ângulo de atrito (φ): 67º
Coesão (c): 900 kPa
Densidade aparente (γ): 27 kN/m^3

Aterro executado com solo-enrocamento

Ângulo de atrito (φ): 37º
Coesão (c): 8 kPa
Densidade aparente (γ): 22 kN/m^3

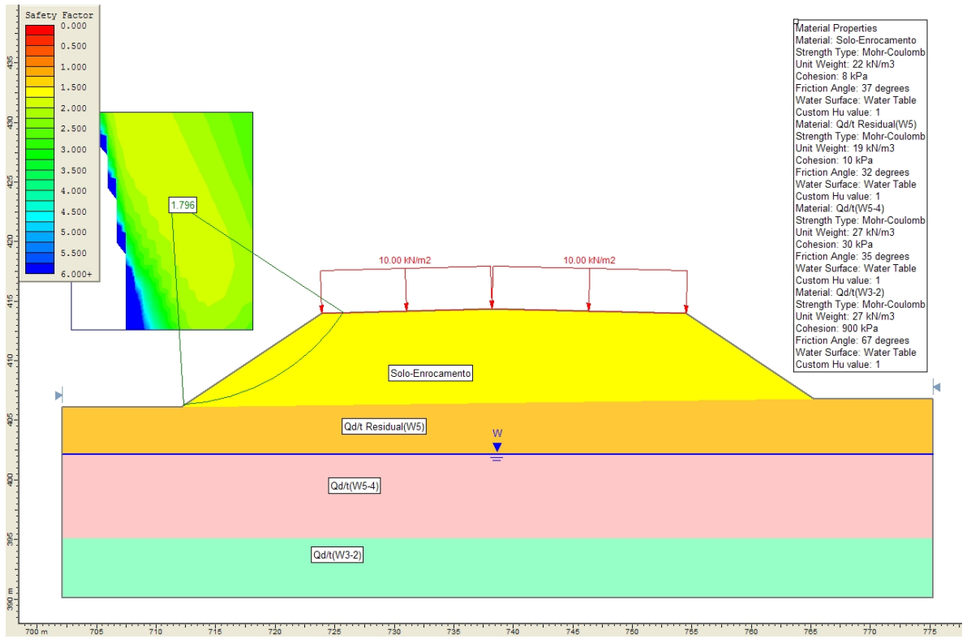


Figura. 4-99. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação permanente.

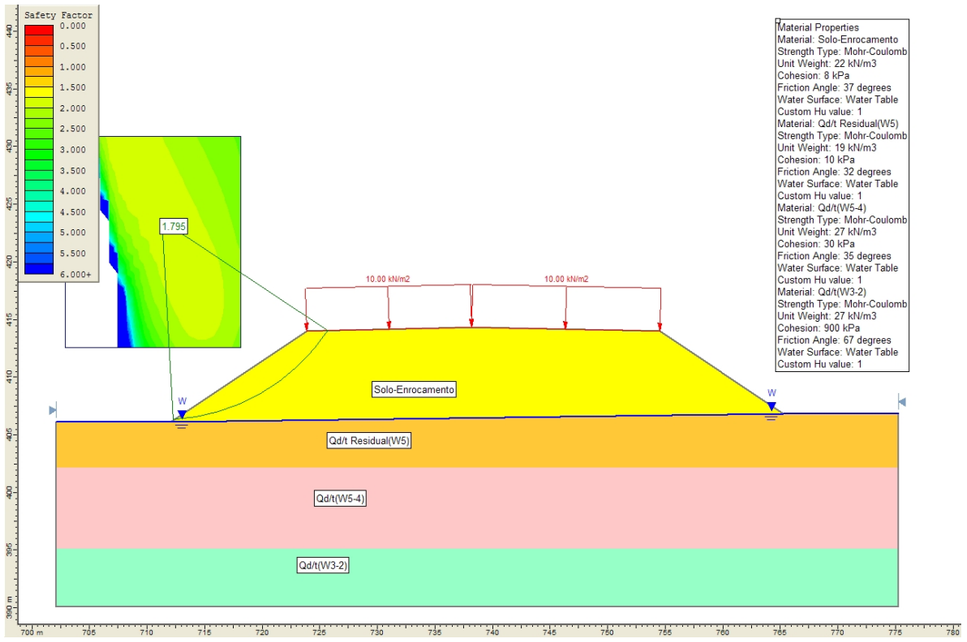


Figura. 4-100. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação acidental.

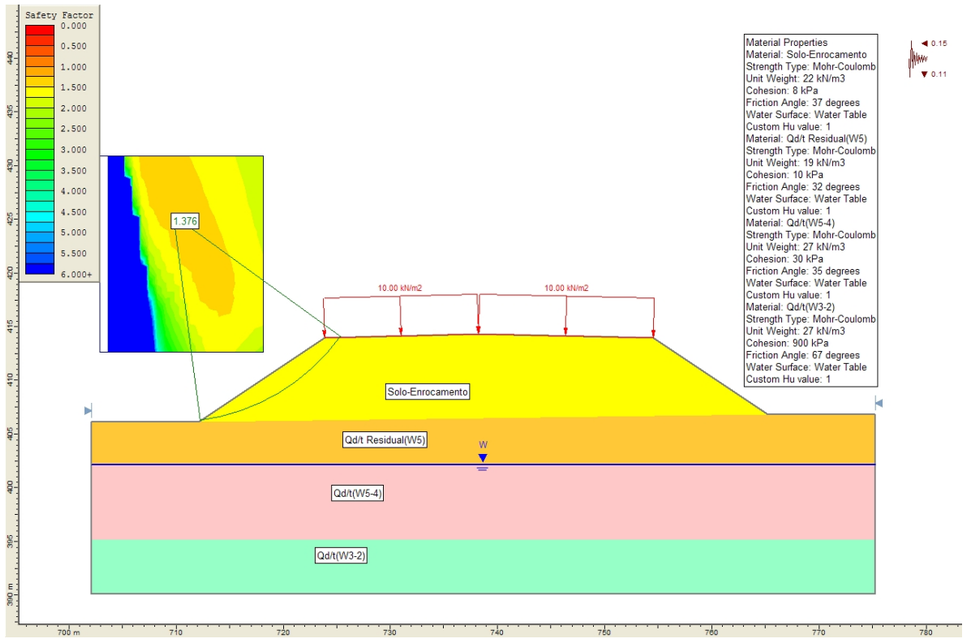


Figura. 4-101. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

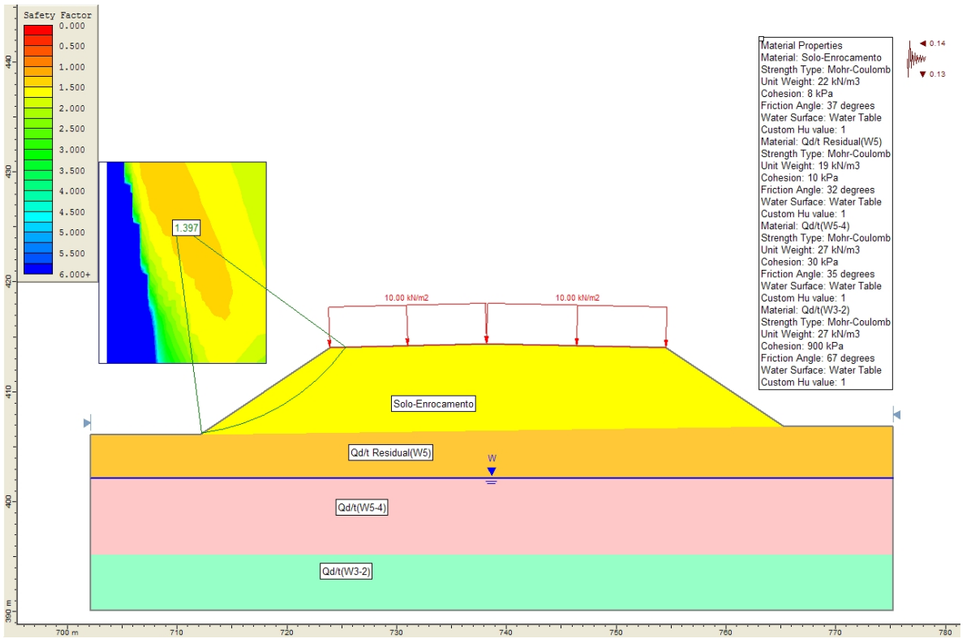


Figura. 4-102. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Situação permanente	1,796
Situação transitória	1,795
Situação acidental: sismo Tipo I	1,376
Situação acidental: sismo Tipo II	1,397

Quadro 4-60. Aterro 25 coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Pode-se observar que para as situações permanentes e com sismo, a rotura se produz através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação. Por outro lado, quando o terreno se encontra inundado (situação transitória), o círculo de rotura intersecta a unidade de fundação deste aterro.

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de um folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e a rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã.

CÁLCULO ASIENTO DE UN TERRAPLÉN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA			
Altura del terraplén	H=	8.80	m
Ancho de la coronación	A=	30.00	m
Densidad del terraplén	γ_t=	19.00	kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1.5	

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	0.5	80	167.20	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	1	80	167.20	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	1.5	80	167.18	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	2	80	167.15	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	2.5	80	167.10	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	3	80	167.03	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	3.5	80	166.92	0.10
$Q_{D/T\ residual}$	0.5	4	80	166.77	0.10
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	4.5	150	166.58	0.06
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	5	150	166.35	0.06
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	5.5	150	166.07	0.06
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	6	150	165.74	0.06
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	6.5	150	165.36	0.06
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	7	150	164.92	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	7.5	150	164.43	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	8	150	163.89	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	8.5	150	163.30	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	9	150	162.66	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	9.5	150	161.96	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	10	150	161.22	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	10.5	150	160.43	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	11	150	159.60	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	11.5	150	158.72	0.05
$Q_{D/T\ (W5-W4)}$	0.5	12	150	157.80	0.05

AUXILIAR			
Presion	P=	167.2	kN/m^2
Ancho del lateral	B=	13.2	m

ASIENTO TOTAL	1.71 cm

3

Obteve-se um assentamento de 1,71m. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,6 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

A base do aterro em zonas próximas a linhas de água (p.k. 15+835), ou zonas potencialmente inundáveis, deve ser executada com material drenante.

Ao mesmo tempo, recomenda-se sanear o material descomprimido na proximidade das mesmas linhas de água (entre o p.k. 15+870 e o p.k. 15+890). Estima-se que este material possua no máximo, 2,00 m de espessura, a qual deve ser comprovada durante a execução da obra. O material saneado deve ser substituído por material drenante, protegido com geotêxteis.

4.4.5.7. Aterro 26: Km 16+100-18+945

Este aterro, com uma extensão de 2845 apresenta uma altura máxima em relação ao eixo do traçado de 8,40 m.

O mesmo será executado sobre materiais pertencentes à unidade litológica G_N, até o p.k. 18+150. A partir de aí sobre materiais da unidade $Q_{D/T}$, ambos presentes superficialmente em forma de rocha muito alterada e solo residual.

Para o estudo deste aterro foram realizadas duas poços (PE-16.47 e PE-17.35).

Nos poços os material detectado, apresenta-se como um areia silto-argilosa, de grão fino a médio e médio a grosseiro, cor castanha, misturado com fragmentos de rocha, passando a gnaisses granitoides decompostos (W5). Os mesmos alcançaram uma profundidade de escavação de 2,80, 1,20.

Para a análise de estabilidade e assentamentos deste aterro adopta-se o seguinte perfil estratigráfico:

0,00 – 3,00	Solo residual
3,00 – 14,00	Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)
14,00-ind.	Rocha sã (W2-W3)

Com os dados de nível de água medidos na sondagem VI-E 16.01-S2 o nível freático situa-se a uma profundidade de 4,50m. Esta circunstância será tida em conta nos cálculos de estabilidade a realizar.

Para este aterro adoptam-se taludes 2V/3H. O mesmo será executado com material tipo solo, procedente da escavação do solo residual que cobre o maciço rochoso.

- **Análise de estabilidade**

Realizou-se a análise de estabilidade global deste aterro supondo uma rotura pela fundação. Para este estudo foi utilizado o método de Janbu, mediante o programa de cálculo Slide 5.0. Foram consideradas distintas situações possíveis: permanente (com o nível freático a 4,5 m de profundidade), transitória (nível freático na base do aterro) e acidental (sismo tipo I e sismo tipo II). Também foi considerada a situação de sobrecarga rodoviária.

Este aterro apoia-se sobre solo residual correspondente à unidade G_N, uma vez saneado o solo de cobertura anteriormente definido. Foram considerados os seguintes parâmetros geotécnicos:

00,00-3,00 Solo residual

Ângulo de atrito (φ):	32º
Coesão (c):	10 kPa
Densidade aparente (γ):	19 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	80 MPa

3,00-14,00 Maciço rochoso muito alterado (W4-W5)

Ângulo de atrito (φ):	35º
Coesão (c):	30 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3
Módulo de elasticidade (E) :	150 MPa

14,00-ind. Rocha sã (W2-W3)

Ângulo de atrito (φ):	68º
Coesão (c):	1000 kPa
Densidade aparente (γ):	27 kN/m^3

Aterro executado com Tipo-solo

Ângulo de atrito (φ): 30º
Coesão (c): 10 kPa
Densidade aparente (γ): 19 kN/m^3

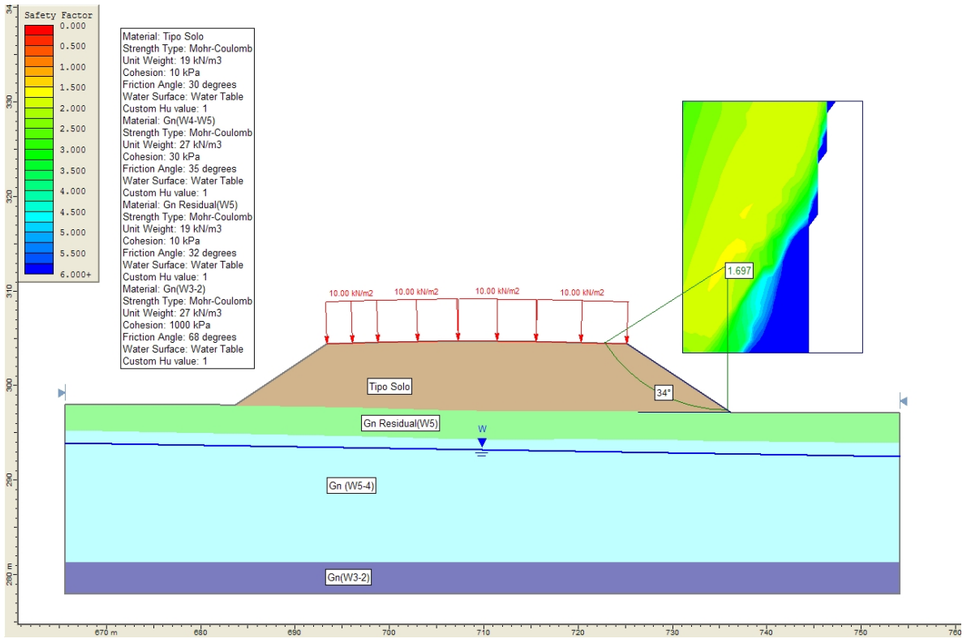


Figura. 4-103. Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação permanente.

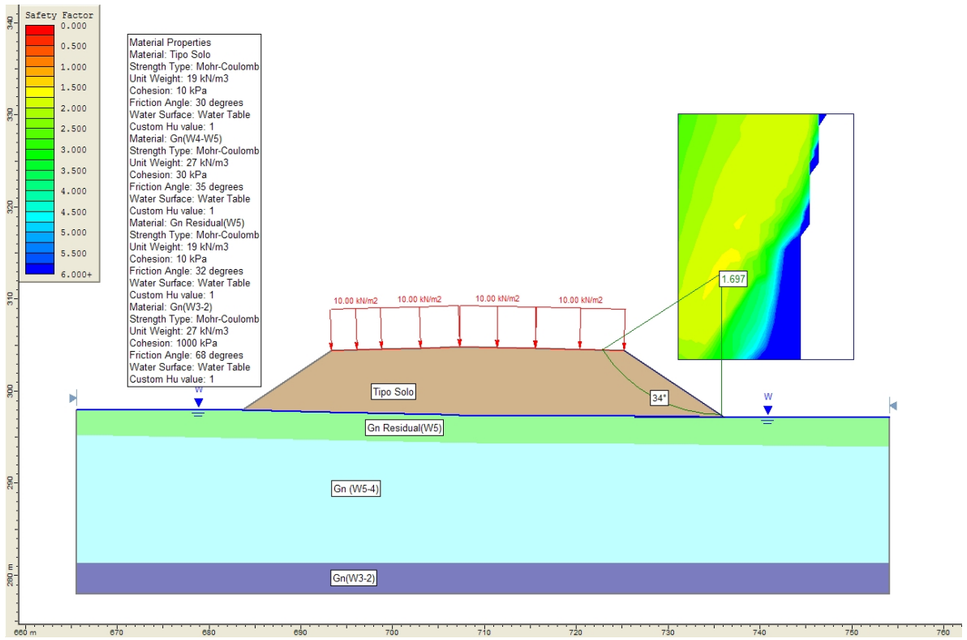


Figura. 4-104. Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação acidental.

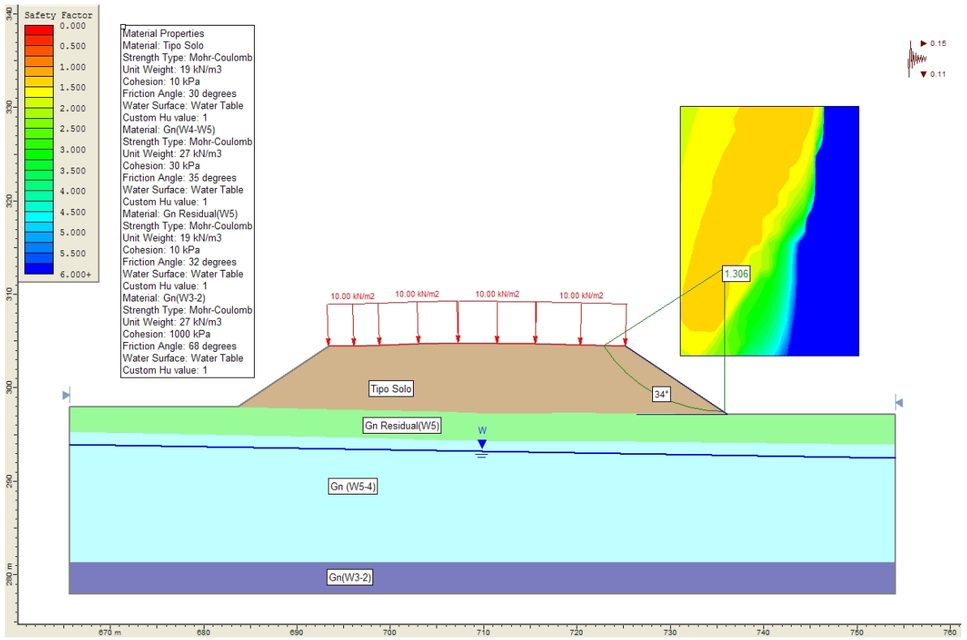


Figura. 4-105 Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I

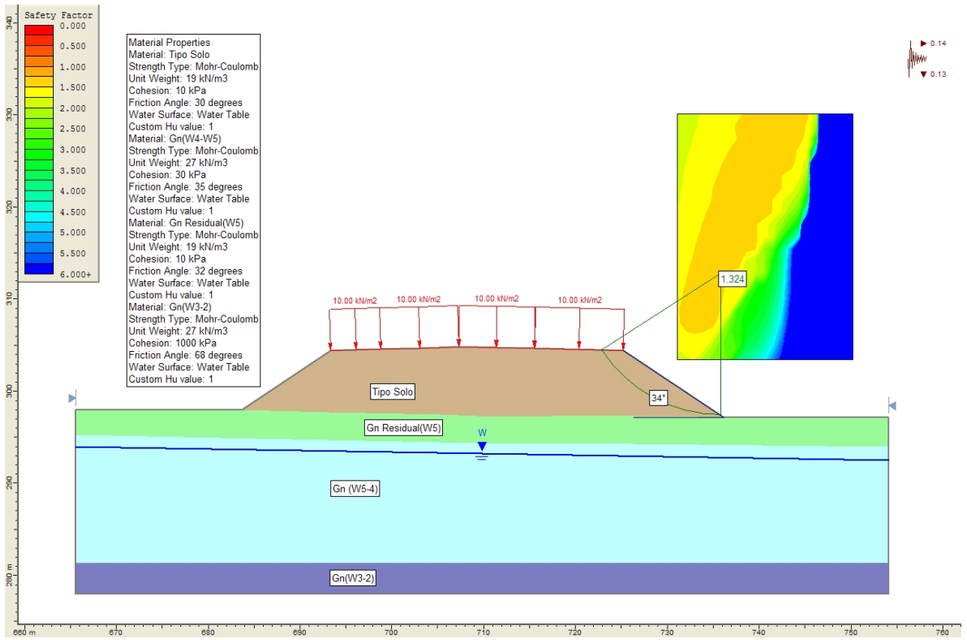


Figura. 4-106. Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II

Foram obtidos os seguintes coeficientes de segurança:

Situação permanente	1,697
Situação transitória	1,697
Situação acidental: sismo Tipo I	1,306
Situação acidental: sismo Tipo II	1,324

Quadro 4-61. Aterro 26: coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança obtidos alcançam o factor de segurança requerido, estabelecido em 1,50 para situações permanentes, 1,30 para situações transitórias e de 1,20 para situações acidentais (sismo, por exemplo).

Pode-se observar que para todas as situações estudadas a rotura se produz através do corpo do aterro, sem intervir o terreno de fundação.

- **Análise de assentamentos**

Foi realizado o cálculo de assentamentos do terreno, produzido pela execução deste aterro. Este foi realizado mediante o método elástico, com a ajuda de um folha de cálculo.

Para o cálculo foi considerado compressível a camada de solo residual e a rocha muito alterada e como camada indeformável a rocha sã.

CALCULO ASIENTO DE UN TERRAPLEN (CARGA EN FAJA)

DATOS DE ENTRADA

Altura del terraplén	H=	8,40	m
Ancho de la coronación	A=	30,00	m
Densidad del terraplén	γ_t=	19,00	kN/m^3
Talud del terrapén (tH/1V)	t=	1,5	

DATOS DE SALIDA

CAPA	ESPESOR	PROFUNDIDAD MURO	MÓD. DEFORMACIÓN	$\Delta\sigma$	ASIENTO
	m	m	MPa	kN/m^2	cm
$G_{N\ residual}$	0,5	0,5	80	159,60	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	1	80	159,60	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	1,5	80	159,58	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	2	80	159,56	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	2,5	80	159,51	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	3	80	159,43	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	3,5	80	159,32	0,10
$G_{N\ residual}$	0,5	4	80	159,18	0,10
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	4,5	150	158,99	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	5	150	158,76	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	5,5	150	158,49	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	6	150	158,16	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	6,5	150	157,79	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	7	150	157,36	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	7,5	150	156,89	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	8	150	156,36	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	8,5	150	155,78	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	9	150	155,15	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	9,5	150	154,47	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	10	150	153,74	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	10,5	150	152,97	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	11	150	152,15	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	11,5	150	151,29	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	12	150	150,40	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	12,5	150	149,47	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	13	150	148,50	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	13,5	150	147,50	0,05
$G_{N\ (W5-W4)}$	0,5	14	150	146,48	0,05

AUXILIAR

Presion	P=	159,6	kN/m^2
Ancho del lateral	B=	12,6	m

ASIENTO TOTAL 1,82 cm

Obteve-se um assentamento de 1,82 cm. O assentamento do corpo do aterro oscilará entre 4 e 8 cm.

Dada a natureza dos materiais na zona, estes assentamentos elásticos serão produzidos de forma simultânea à execução do aterro. Desta forma, o assentamento restante será mínimo, no momento da construção do pavimento.

Conclui-se que os assentamentos obtidos são admissíveis.

- **Medidas complementares**

Recomenda-se a eliminação da camada de solo de cobertura (0,7 m), o saneamento da superfície de apoio e a recompactação do terreno previamente à construção do aterro.

A base do aterro em zonas próximas a linhas de água (p.k. 17+270 a 17+330), ou zonas potencialmente inundáveis, deve ser executada com material drenante.

4.4.6. Medidas construtivas de carácter geral

4.4.6.1. Introdução

Na construção de um aterro existem várias causas fundamentais que podem originar problemas no comportamento da infra-estrutura, que basicamente são as seguintes:

- Assentamentos diferenciais devido a uma má fundação ou à utilização de materiais inadequados;
- Presença de água de escorrência ou afluências na base das terraplenagens;
- Construção sobre encostas instáveis, que produzem deslizamentos e originam deformações na plataforma;
- Estabilidade intrínseca do terrapleno, condicionada pelas características geométricas e pela qualidade geotécnica do material utilizado.

Nos pontos seguintes descrevem-se os conceitos gerais, fundamentais para evitar os problemas mencionados.

4.4.6.2. Preparação da superfície de apoio

As actividades a executar previamente à construção de um terrapleno dependem da superfície sobre a qual está apoiado. Em função do material que a constitui, a fundação deverá requerer trabalhos de preparação específicos.

Todas as superfícies de apoio dos aterros deverão ser limpas de vegetação, escombros e qualquer material que possa afectar negativamente o comportamento do terrapleno. Desta forma, é aconselhável remover a camada de terra vegetal e proceder à sua correcta armazenagem para posterior reutilização.

Tanto a remoção de terra vegetal, como a escarificação e recompactação do terreno, caso necessário, devem ser realizadas em função do terreno de fundação, da altura da terraplenagem, da possível influência nas condições de estabilidade da obra e dos assentamentos totais.

4.4.6.3. Fundação dos aterros. Saneamentos

Nas zonas mais deprimidas, em particular nas associadas à implantação de linhas de água, estes materiais apresentam-se descomprimidos, como atestam alguns resultados de ensaios DPSH realizados.
Muito embora não se tenha observado a existência de aluviões lodosos, em algumas situações, será conveniente prever o saneamento destes materiais antes de implantar os aterros. Estes casos resumem-se no seguinte quadro:

P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comprimento (m)	Prospecção realizada	P.K.	Depósitos não consolidados	Tratamento da fundação (*)
					Prof. Máx. / extensão máx. (m) (*)	
1+600	1+725	115	DPSH-E-1.61	1+610	1,50 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
1+740	1+847	75			1,5 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
4+475	4+520	45	DPSHE-4.51	4+500	1,50 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
10+725	10+800	75	DPSHE-10.80	10+765	2,00 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
14+825	14+915	90	PE-14.91	14+880	2,00 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
15+825	15+845	20	DPSHE-15.87	15+837	2,00 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
20+775	20+880	105	PE-E-20.01-S1	20+830	2,00 / (5 a 10)	Saneamento do material descomprimido
			PE-E-20.01-S2	20+830		

Quadro 4-62. Tratamento da fundação dos aterros

(*) – extensões dos saneamentos e respectivas espessuras máximas e médias estimadas, devendo estas situações ser **sempre** aferidas em obra;

A reposição dos materiais de má qualidade será com solos residuais e solo-enrocamento procedente das escavações. Quando o material saneado tenha que ser substituído por material drenante, este material deve ter menos 5 % de passados, no peneiro com uma abertura de 0,074 mm (nº200 ASTM).

4.4.6.4. Endentamentos/Pendentes naturais

Complementarmente, nos casos em que as pendentes naturais do terreno sejam superiores a 15º, serão definidas endentamentos e medidas de drenagem da fundação dos aterros. Os endentamentos terão uma largura aproximada de 3 metros, com desníveis entre 1 a 2,5 metros e taludes entre 1V:1H e 5V:1H.

4.4.6.5. Presença de água na base dos aterros

Ao projectar um aterro dever-se-á ter em conta a presença de água na superfície de base, o que pode originar condições de erosão da base, afectando a resistência da estrutura a médio/longo prazo.

Nos casos de zonas inundáveis é recomendável a protecção do talude, quer através de enrocamento, quando uma das margens do aterro é afectada, quer através de uma base de pedrapleno, quando ambas as margens são afectadas. Neste último caso, deverá ser interposta uma zona de transição entre a base e o núcleo do aterro.

Quando se trata de uma linha de água, é recomendável efectuar o desvio do seu curso e considerar uma drenagem adequada do antigo curso, recorrendo a material drenante protegido por geotêxteis. O material deverá ser de qualidade uniforme, isento de matéria orgânica ou de outras substâncias prejudiciais e obedecer as seguintes características mínimas:

Areia:

- Granulometria de dimensões nominais: 0,06/6mm
- Percentagem de material passada no peneiro nº 200 ASTM: ≤6%
- Equivalente de areia ≥ 70%

Material rochoso

- Dimensão máxima: 200mm
- Percentagem de material passada no peneiro nº 200 ASTM: ≤5%
- Equivalente de areia ≥ 70
- Desgaste de Los Angeles (Granul F) ≤50%

4.4.6.6. Revestimento dos taludes de aterros

À semelhança dos taludes de escavação, preconiza-se para os aterros **em solos**, o revestimento com 0,10 a 0,20 m de espessura de terra vegetal e colocação de espécies vegetais adequadas a definir no projecto de integração paisagística. Este tipo de protecção é compatível com a inclinação preconizada, impedindo o ravinamento superficial dos taludes e favorecendo uma adequada integração paisagística dos aterros. Esta protecção deverá ser efectuada o mais cedo possível, logo após a conclusão dos aterros, de modo a evitar a degradação da superfície dos taludes sob acção das primeiras chuvas.

4.4.6.7. Material a utilizar

Todos os materiais procedentes das escavações previstas serão utilizados para a execução de aterros. No caso em que não se obtenha suficiente material para o efeito, empregar-se-ão materiais de empréstimo.

Considera-se, em geral, que os materiais a utilizar nos aterros provenientes das escavações, sejam do tipo solo ou solo-enrocamento, sendo recomendado realizar previamente um troço de ensaio de compactação com vista a determinar o procedimento de execução e de controlo adequado.

Também serão obtidos materiais para pedraplenos, embora em menor medida.

Esta última camada, ao ser executada sobre material tipo solo-enrocamento ou pedrapleno, deverá incluir uma zona de transição. Ou seja, a espessura das camadas irá diminuindo até chegar à zona superior, com o objectivo de estabelecer uma transição gradual entre o núcleo e a camada de coroamento. Esta zona de transição deverá ter uma espessura de 1 m.

Se o corpo do aterro for constituído por material tipo solo, classificado como um material do tipo S3, na parte superior do aterro (PSA) apresentará as mesmas características (S3) e portanto não será necessário juntar camadas adicionais .

4.4.7. Medidas construtivas de carácter específico

4.4.7.1. Aterros em solos

Muito embora apenas se preveja a possibilidade de execução de aterros em solos na parte final do traçado, como metodologia geral, preconiza-se que os aterros sejam executados do seguinte modo:

- as camadas deverão ser compactadas com teores em água próximos do óptimo, aceitando-se um desvio relativamente a este de ±1%, e dever-se-á obter um grau de compactação relativo mínimo de 95% referido ao ensaio Proctor Modificado que deve atingir os 100% no último metro do aterro. No caso de se tratar de solos coerentes, estes valores reduzir-se-ão para 90% e 95%, respectivamente para o Corpo e Parte Superior do Aterro;
- o número de passagens com o cilindro deverá ser aferido em fase de obra em função do equipamento utilizado e dos resultados obtidos nos ensaios de controlo de terraplenagens, contando-se à partida, com um mínimo de 6 passagens por camada;
- as camadas terão de ser sempre construídas der forma a darem perfeito escoamento às águas, o declive transversal a adoptar não deve ser inferior a 6%.

4.4.7.2. Aterros em solo-enrocamento / aterros em enrocamentos

No que diz respeito ao tipo de materiais e metodologia construtiva, para além do especificado no Caderno de Encargos Geral para aterros em solo-enrocamento e enrocamento, dever-se-á ter em conta as seguintes considerações:

- A colocação destes materiais deve seguir a técnica de deposição em cordão, em que o material é descarregado 5 a 6 m antes da frente de aplicação e empurrado para a frente de trabalho em sucessivas passagens da lâmina do tractor (tipo D9, por exemplo), cada vez mais baixas, de modo a que primeiramente sejam arrastados os materiais mais grosseiros e depois os mais finos que irão preenchendo os espaços deixados pelos elementos de maiores dimensões;
- Na compactação destes materiais é obrigatória a aplicação de cilindros vibradores de rasto liso com carga estática por unidade de geratriz vibrante superior a 50 kgf/cm e peso total do rolo superior a 13 t. O número de passagens do cilindro, usualmente 6 a 10, deverá ser tal que garanta um adequado grau de compactação e que assegure que praticamente a totalidade dos assentamentos, devidos ao reajustamento das partículas, à diminuição do índice de vazios e fracturação nos contactos, ocorram na fase de construção;
- A espessura das camadas (em princípio, da ordem dos 0,6 a 0,7m), o número de passagens do cilindro, a energia de compactação, a quantidade de água e a velocidade de circulação deverão ser aferidas em obra, face à evolução do trabalho, tendo em conta todos os requisitos do Caderno de Encargos de Terraplenagens e após aprovação pela Fiscalização;

O controlo de qualidade deverá executar-se com recurso à realização de Macro ensaios, com determinação da distribuição granulométrica dos materiais aplicados e determinação do índice de vazios.

Será igualmente necessário proceder a um acompanhamento cuidado das operações de colocação e compactação destes materiais, dadas as eventuais irregularidades do seu estado de compacidade, minimizando a possibilidade de ocorrência, ainda que localmente ou pontualmente, de zonas com levado índice de vazios.

Segundo as recomendações do CE do EP 1998, nos aterros de grande porte (h>15 M), executados com materiais do tipo solo-enrocamento, terão que ser verificadas em obra as características admitidas em projecto para as propriedades índice: compressão simples; compressão por carga pontual, porosidade, massa volúmica e expansibilidade. Deve ainda ser dada particular importância, à resistência ao esmagamento, ao desgaste em meio húmido (Slake Durability Test), ao desgaste de Los Angeles e à deformação unidimensional dos materiais a utilizar de modo a serem confirmados os pressupostos de projecto. Esta verificação será feita após a execução do aterro experimental e antes do início da construção.

No caso dos pressupostos de projecto não se verificarem, devem ser introduzidos os ajustamentos e/ou correcções necessárias.

4.4.8. Aterros técnicos

4.4.8.1. Introdução

Designam-se por aterros técnicos, os mesmos a realizar em zonas de difícil acesso, cujas condições de operabilidade do equipamento correntemente utilizado, no espalhamento e compactação dos materiais de aterro, é inadequado. Entre outros, são igualmente considerados aterros técnicos, aqueles situados junto a encontros de obras de arte ou a outro tipo de estruturas enterradas, aterros junto a muros de suporte, passagens hidráulicas de pequeno ou grande diâmetro e passagens agrícolas.

Os materiais a utilizar na sua construção deverão satisfazer a especificado para o Leito do Pavimento e para os Solos tratados com cal e/eu cimento.

Como proposta para os materiais escavados no troço propõe-se a execução dos aterros técnicos com solo residual S3 e com material granular britado procedente da escavaçao das litologias $Q_{D/T}$ ou G_N

4.4.8.2. Geometria

Os mesmos terão a seguinte geometria, dependendo do local da sua execução:

- Estruturas enterradas de pequena dimensão (D<2.50 m)

  O aterro técnico será constituído por um prisma de secção trapezoidal que envolverá a estrutura:

Base maior	5d
Base menor	2d
Altura	1,5d

- Estruturas enterradas de média e grande dimensão (H>2.50 m)

Será constituído por uma cunha de cada lado da estrutura:

Base	3 m
Altura	h+1 m
Lado superior	2xh+3 m

- Encontros, montantes de obras de arte e muros de suporte

Será constituído por um prisma de secção trapezoidal:

Base maior	h+10 m
Base menor	10 m
$H=h_{estrutura}$	

4.4.8.3. Execução

Os aterros técnicos devem ser cuidadosamente construídos. As camadas devem ser executadas simetricamente em relação á estrutura, e a sua espessura deve ser ajustada às características do aterro, da estrutura a envolver, das condições de execução e do material do aterro utilizado.

A espessura das camadas não deve ser superior a 0.20 m. Cada camada deve ser compactada de tal forma que a compactação relativa, referida ao ensaio Proctor Modificado seja de 100% e que o teor em água não varie mais que 10% em relação ao valor óptimo.

Se o material de aterro tiver excesso de humidade, não deve ser compactado até que possua o teor em água adequado, para que se possa obter a compactação requerida.

No caso das estruturas de pequena dimensão, os aterros técnicos devem ser construídos antes dos aterros confinantes. Nos restantes casos deve ser usada a sequência inversa.

A ligação entre os aterros técnicos e os aterros confinantes deve ser feita com o encadeamento das camadas que constituem o segundo aterro, através de degraus recortados no primeiro aterro, com espessura igual á espessura das camadas.

4.4.9. Quadro resumo de aterros

Os **Quadros 4-63** e **4-64** apresentam um resumo dos aterros projectados no eixo e nos nós respectivamente.

Aterros		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m) Eixo (m)	H max. EIXO (m) P.K.	DADOS GEOLÓGICOS FORMAÇÃO AFECTADA	TALUDES Perfil dos taludes	DADOS GEOTÉCNICOS Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Clasificação solos CE (EP 1998)	Clasificação solos UNIFICADA	Clasificação solos AASHTO	Espessura terra vegetal (m)		TRATAM. Esc. total ou saneamento (aterro/desm.). Bancadas de fundação de aterro	Medidas complementares
Aterro	1	0+850	1+725	865	13,00	1+625	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	PE-1.44	1,5		0,60			1+433	Seco	S3-S2	SC	A-2-4 (0)	0,60	0,6	Saneamento do material descomprimido, 1,5m prof. máx. p.k. 1+600 a 1+725	Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
									DPSH-E-1.61	4,8	0,2 (1,8)				1+610								
Aterro	2	1+740	1+847	75	12,00	1+800	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H														Saneamento do material descomprimido, 1,5m prof. máx. p.k. 1+740 a 1+847	
Aterro	3	1+862	2+750	865	11,5	1+900	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	PE-2.17	2,6		0,80			2+185	Seco	S3	SM	A-1-b (0)	0,6	0,80		Execução da base do aterro na proximidade da linhea de água (p.k. 2+660) com material drenante. Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
									PE-2.58	2,3		0,60			2+585	Seco	S3	SM	A-1-b (0)		0,60		
Aterro	4	2+895	3+145	250	4,50	2+930	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	VI-E-02.01-S8	10,5		0,30	10,5		3+065	2,10				0,30	0,30		
Aterro	5	3+790	4+650	860	5,6	4+045	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	PE-4.03	3,0		>3,0			4+045	2,60	S3-S2	SC	A-2-6 (0)	0,7	0,80	Saneamento do material descomprimido, 1,5m prof. máx. p.k. 4+475 a 4+520	
									PS-E-04.01-S1	6,0		0,90	>6,0		4+175	2,00					0,90		
									PS-E-04.01-S2	7,5		0,70	6,5	>6,5	4+176	1,20					0,70		
									PS-E-04.01-S3	6,0		0,60	>6,0		4+177	2,20					0,60		
									DPSHE-4.51	3,2	0,1 (2.0)				4+500								
Aterro	6	4+720	4+880	160	1,60	4+775	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	PS-E-04.02-S1	6,0		0,80	>6,0		4+740					0,70	0,80		
									PS-E-04.02-S2	7,5		0,60	3,0	>7,5	4+740						0,60		
									PS-E-04.02-S3	6,0		1,00	>6		4+740	1,70					1,00		
Aterro	7	5+305	5+450	145	2,15	5+410	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,40			
Aterro	8	5+725	5+830	105	2,70	5+775	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,40			
Aterro	9	5+930	6+085	155	4,00	6+025	M_{O-C+M}:xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H	DPSHE-6.04	3,2	0,0				6+023					0,40			
Aterro	10	6+160	6+230	70	3,30	6+190	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,40			

Aterros		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m) Eixo (m)	H max. EIXO (m) P.K.	DADOS GEOLÓGICOS FORMAÇÃO AFECTADA	TALUDES Perfil dos taludes	DADOS GEOTÉCNICOS Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Clasificação solos CE (EP 1998)	Clasificação solos UNIFICADA	Clasificação solos AASHTO	Espessura terra vegetal (m)		TRATAM. Esc. total ou saneamento (aterro/desm.). Bancadas de fundação de aterro	Medidas complementares
Aterro	11	6+780	6+815	35	1,00	6+785	M_{O-C+M}:xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,30			Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 6+785) com material drenante.
Aterro	12	6+950	7+210	260	5,00	7+185	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,30			Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
Aterro	13	7+280	7+320	40	1,00	7+310	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,40			
Aterro	14	7+430	7+665	235	4,61	7+480	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H												0,40			Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 7+480) com material drenante.
Aterro	15	7+970	7+980	10	2,00	7+980	MO-C+M: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos		VI-E-08.01-S1	10,0		0,30	3,0	6,0	7+972					0,30	0,3		
Aterro	16	8+110	8+195	85	5,00	8+110	MO-MX: micaxistos	2V/3H	VI-E-08.01-S5						8+117								Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 8+200) com material drenante.Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
									VI-E-08.01-S6						8+157								
Aterro	18	8+480	8+495	15	1,00	8+490	MO-MX: micaxistos	2V/3H												0,40			Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
Aterro	19	8+590	8+690	100	2,00	8+590	MO-MX: micaxistos	2V/3H	VI-E-08.02-S5						8+615					0,40			Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
									VI-E-08.02-S6						8+655								
									VI-E-08.02-S7						8+685								
Aterro	20	9+095	9+140	45	1,50	9+120	MO-MX: micaxistos	2V/3H	DPSHE-9.16						9+125					0,40			Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
Aterro	21	10+580	11+610	1030	11,5	11+500	M_{O-C+M}: xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos	2V/3H	PA-E 10,01-S1	12,0		0,50	12,0		10+650	3,90							
									DPSHE-10.80	7,2	0,1 (2,0)				10+765							Saneamento do material descomprimido,	Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 10+725

Aterros		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m) Eixo (m)	H max. EIXO (m) P.K.	DADOS GEOLÓGICOS FORMAÇÃO AFECTADA	TALUDES Perfil dos taludes	DADOS GEOTÉCNICOS Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Clasificação solos CE (EP 1998)	UNIFICADA	AASHTO	Espessura terra vegetal (m)		TRATAM. Esc. total ou saneamento (aterro/desm.). Bancadas de fundação de aterro	Medidas complementares
									DPSHE-11.55	4,8	0,5				11+512							2,0m prof. máx. p.k. 10+725 a 10+800	a 10+800) com material drenante.Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
									PE-11.55	1,8		0,9			11+510	Seco	S3	SM	A-1-b (0)		0,40		
Aterro	22	11+620	12+405	785	**10,50**	11+950	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / Q_{XP}: aterro antrópico compactado	2V/3H	PSCF-E-11.01-S2	6,0		0,40	1,5	>6	11+614					0,60	0,40		
									PE-12.18	1,6		0,50			12+134		S3	SM	A-1-b (0)		0,50		Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
									PS-E-12.01-S1	7,5		2,00	4,0	>7,5	12+360						0,70		
									PS-E-12.01-S2	7,5		0,60	4,0	>7,5	12+360						0,60		
									PS-E-12.01-S3	6,0		0,60	1,5	>6,0	12+360						0,60		
Aterro	23	13+405	13+670	265	1,80	13+519	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos	2V/3H												0,60			
Aterro	24	14+595	15+070	475	4,00	14+880	$Q_{D/T}$: Quartzo-Dioritos , Tonalitos	2V/3H	PE-14.91	2,4		1,35			14+880	Seco	S3	SM	A-1-b (0)	0,60	0,65	Saneamento do material descomprimido, 2,0m prof. máx. p.k. 14+825 a 14+915	Execução da base do aterro na proximidade da linhea de água (p.k. 14+825 a 14+915) com material drenante.
Aterro	25	15+130	16+085	955	8,80	15+835	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	DPSHE-15.87	8,4	0,3 (3,0)				15+837					0,60		Saneamento do material descomprimido, 2,0m prof. máx. p.k.15+825 a 15+845	Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 15+835) com material drenante. Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
									PI-E-16.01-S1	10,0		0,60	5,5	>10	16+075						0,60		
Aterro	26	16+100	18+945	2845	8,4	16+195	G_N: gnaisses graníticos e migmatíticos / $Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos / Q_{XP}: aterro antrópico compactado	2V/3H	PI-E-16.01-S2	15,0		0,60	7,2	>15	16+105	4,50				0,60	0,6		Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 17+260 a 17+370) com material drenante. Execução de endentamentos intermédios quando apresente uma pendente de 15%
									PE-16.47	2,8		0,55			16+438	Seco	S3	SM	A-1-b (0)	0,70	0,55		
									PE-17.35	1,2		0,65			17+300						0,65		
									PI-E-17.01-S1	6,0		0,80	2,0	>6,0	17+588	5,00					0,80		
									PI-E-17.01-S2	7,5		0,90	2,2	>7,5	17+588						0,90		
									PE-18.33	2,8		0,90			18+280	Seco	S3	SM	A-1-b (0)	0,70	0,90		
									PE-18.83	3,0		0,90			18+805	Seco	S3	SM	A-1-b (0)		0,9		

Aterros		P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	H max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES	DADOS GEOTÉCNICOS																	
					Eixo (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m)	Clasificação solos			Espessura terra vegetal (m)		TRATAM.	Medidas complementares
																Leitura Final	CE (EP 1998)	UNIFICADA	AASHTO			Esc. total ou saneamento (aterro/desm.). Bancadas de fundação de aterro	
Aterro	27	19+010	20+445	1435	3,00	20+090	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H	PS-E-19.01-S1	7,5		0,60	>7,5		19+400	2,00				0,60	0,6		
									PS-E-19.01-S2	7,5		0,50	>7,5		19+400	3,00					0,5		
									PS-E-19.01-S3	6,0		0,50	>6,0		19+400	2,00					0,50		
									PE-20.37	2,6		0,80			20+340	Seco	S3	SM	A-1-b (0)		0,80		
Aterro	28	20+585	21+415	830	6,70	20+835	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos / Qal: planicie aluvial	2V/3H	PI-E-20.01-S1	6,0		0,50	>6,0		20+830	2,00				0,50	0,50	Saneamento do material descomprimido, 2,0m prof. máx. p.k. 20+775 a 20+880	Execução da base do aterro na proximidade da linha de água (p.k. 20+775 a 20+880) com material drenante.
									PI-E-20.01-S2	9,0		2,10	>9,0		20+830	1,60					0,60		
									PE-21.30	2,4		0,85			21+265	Seco	S3	SM	A-1-b (0)		0,40		
Aterro	29	21+445	21+665	220	1,50	21+565	$Q_{D/T}$: quartzodioritos e tonalitos	2V/3H												0,50			
Aterro	30	21+700	22+020	320	0,60	21+980	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	2V/3H	GE-21.79						21+725-21+785					0,50			
Aterro	31	22+130	22+215	85	0,30	22+160	QD/T: quartzodioritos e tonalitos / QXP: aterro antrópico compactado	2V/3H	PE-22.18	2,8		1,80			22+140	Seco	S3	SM	A-1-b (0)	0,60	0,40		

Quadro 4-63. Resumo de aterros

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES		DADOS GEOTÉCNICOS														Medidas complementares
					$H_{máx}$ (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Bisel de coroamento nas escavações	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Clasificação solos CE (EP 1998)	Clasificação solos UNIFICADA	Clasificação solos AASHTO	Espessura terra vegetal (m)		TRATAM. Esc. total ou saneamento (aterro/desm.). Bancadas de fundação de aterro	
NÓ DA VALE FIGUEIRAS	RAMO A	0+150	0+265	115	5,00	0+265	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
	RAMO B	0+000	0+040	40	3,30	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
	RAMO C	0+000	0+005	5	0,20	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H		PE-0.65	2,3		0,50			0+650	Seco	S3	SM	A-1-b (0)	0,50			
		0+203	0+252	49	2,20	0+252	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,50			
	RAMO D	0+000	0+105	105	3,50	0+010	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
	RAMO E	0+000	0+299	299	4,20	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,50			
	RAMO F	0+000	0+020	20	4,00	0+020	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
		0+070	0+090	20	4,00	0+090	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
	RAMO G	0+000	0+030	30	1,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
		0+135	0+200	65	0,70	0+155	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
		0+315	0+658	343	2,00	0+490	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
	ROTUNDA 1	0+000	0+145	145	3,80	0+080	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
	ROTUNDA 2	0+000	0+145	145	5,00	0+050	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,50			
Nó da Fonte Boa do Degebe	RAMO A	0+000	0+330	330	10,50	0+285	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H		DPSHE-4.51	3,2	0,1 (2.0)				0+075					0,7			Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
	RAMO B	0+000	0+105	105	6,00	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas ; QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,7			
		0+150	0+292	142	6,50	0+292	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas ; QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,7			
	RAMO D	0+000	0+327	327	6,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H		DPSHE-4.51	3,2	0,1 (2.0)				0+220					0,5			
	RAMO E	0+000	0+030	30	5,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,70			
		0+110	0+175	65	1,00	0+140		2V/3H													0,7			
	RAMO F	0+000	0+020	20	7,00	0+020	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H		PS-E-04.02-S1	6,0		0,80	>6,0		0+000					0,70	0,80		Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
		0+056	0+078	22	9,50	0+078	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,70			Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.

NÓS DE LIGAÇÃO	RAMO	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		DADOS GEOLÓGICOS	TALUDES		DADOS GEOTÉCNICOS														Medidas complementares
					$H_{máx}$ (m)	P.K.	FORMAÇÃO AFECTADA	Perfil dos taludes	Bisel de coroamento nas escavações	Prospecc, Nº	Prof. (m)	DPSH N20<10	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	P.K.	Nível Freático (m) Leitura Final	Clasificação solos CE (EP 1998)	Clasificação solos UNIFICADA	Clasificação solos AASHTO	Espessura terra vegetal (m)		TRATAM. Esc. total ou saneamento (aterro/desm.). Bancadas de fundação de aterro	
	RAMO G	0+000	0+201	201	7,50	0+000	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas ; QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,70			Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
	ROTUNDA 1	0+000	0+145	145	7,50	0+015	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H		PS-E-04.02-S1	6,0		0,80	>6,0		0+078					0,7	0,8		Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
	ROTUNDA 2	0+000	0+145	11	10,00	0+036	QD/T: Quartzo-Dioritas, Tonalitas	2V/3H													0,7			Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
Prospecciones en Nó do monte de Pinheiros	RAMO A+B	0+000	0+080	80	3,00	0+000	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H													0,60			
		0+140	0+330	190	0,50	0+280		2V/3H													0,60			
		0+385	0+630	245	1,00	0+490		2V/3H													0,60			
		0+740	0+931	191	6,00	0+931	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H													0,60			
	RAMO A	0+000	0+194	194	10,00	0+098	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H													0,60			Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
	RAMO B	0+000	0+254	254	10,00	0+116	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,60			Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
	RAMO C	0+000	0+334	334	9,50	0+000	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H		PE-12.18	1,6		0,50			0+175		S3	SM	A-1-b (0)	0,60	0,50		Recomenda-se a execução do aterro com material "solo-enrocamento" para garantir a sua estabilidade.
	RAMO D	0+000	0+160	160	2,20	0+150	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H													0,6			
		0+180	0+220	40	0,60	0+190	GN: Gneises graníticos e migmatíticos	2V/3H													0,60			
	RAMO E	0+000	0+055	55	1,50	0+000	QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,60			
	RAMO F	0+000	0+085	85	2,50	0+000	QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,60			
	ROTUNDA	0+000	0+145	145	3,50	0+120	GN: Gneises graníticos e migmatíticos / QXP: Aterro antrópico compactado	2V/3H													0,60			

Quadro 4-64 Resumo de aterros nos Nós

4.5. PARTE SUPERIOR DO ATERRO E CAMADA DE LEITO DO PAVIMENTO

A Parte Superior do Aterro (PSA) é a zona do aterro (na ordem dos 40-85 cm) sobre a qual apoia a Camada de Leito do Pavimento (CLP).

O leito do pavimento é a última camada constituinte do aterro, que se destina essencialmente a conferir boas condições de fundação ao pavimento, não só do ponto de vista das condições de serviço, mas também das condições de colocação em obra, permitindo uma fácil e adequada compactação da primeira camada do pavimento, e garantindo as condições de segurança de circulação na obra.

Estas duas camadas devem possuir uma espessura total de 1,00 m (PSA+CLP).

Para estabelecer as espessuras das camadas do leito do pavimento foram seguidas as indicações contidas no Manual de Concepção de Pavimentos Rodoviários, publicado pela antiga JAE (Julho 1995).

As tabelas utilizadas, existentes nessa normativa, foram as seguintes:

		F_1	F_2	F_3	F_4
	E_f (Mpa) / **CBR (%)**	**>30 a ≤50**	**>30 a ≤80**	**>80 a ≤150**	**>150**
S_0	<3	estudo especial			Em pedraplenos ou em aterros com materiais do tipo solo-enrocamento, com uma camada de leito de pavimento em material pétreo de espessura não inferior a 15cm
S_1	≥3 a <5	30 S_2 ou 20 S_3	60 S_3 ou 40 S_4		
S_2	≥5 a <10	(1)	30 S_3 ou 15 S_4	60 S_3 ou 30 S_4	
S_3	≥10 a <20	-	(1)	20 S_4	
S_4; S_5	≥20	-	-	(1)	

(1) em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária á garantia de uma espessura fina de 30 cm bem compactada; em aterro as condições de fundação estão garantidas.

Quadro 4-65 Camada de leito do pavimento em materiais não ligados

	E_f (Mpa) / **CBR (%)**	F_2 **>50 a ≤80**	F_3 **>80 a ≤150**	F_4 **>150**
S_0	<3	estudo especial		
S_1	≥3 a <5	40 ST_1 ou 25 ST_2	40 ST_2	-
S_2	≥5 a <10	-	40 ST_1 ou 25 ST_2	40 ST_2
S_3	≥10 a <20	-	-	25 ST_2
S_4; S_5	≥20	-	-	-

Quadro 4-66 Camada de leito do pavimento em materiais tratados com ligantes hidráulicos

4.5.1. Aterros

Os aterros serão construídos com materiais procedentes das escavações previstas e com materiais resultantes de zonas de empréstimo, próximas ao traçado.

De acordo com o Manual de Concepção de Pavimentos Rodoviários, publicado pela antiga JAE (Julho 1995), a qualidade dos materiais resultantes de escavações na obra e a aplicar em aterro, deve ser verificada de maneira contínua durante o trabalho, de modo a permitir um controlo de execução eficaz.

Dada a natureza dos materiais procedentes das escavações a realizar os aterros poderão construir-se maioritariamente a partir de material tipo solo ou solo-enrocamento. Os solos a escavar no lanço são classificáveis de forma generalizada como de tipo SM, areia siltosa (A-1-b (0) segundo a AASHTO maioritariamente), e correspondentes à classe S3 (CE das EP, 1998) com a qual se relacionam índices CBR entre 10 e 20 (os valores médios obtidos nos ensaios de laboratório realizados são de CBR=13, oscilando entre um mínimo de 7,4 e um máximo de 19,3).

Para o efeito projecta-se uma fundação do pavimento tipo F4, que consiste na máxima categoria de fundação estipulada pelo Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional.

Tendo em conta os materiais de execução do corpo do aterro e a classe de fundação pretendida, as espessuras das camadas de leito de pavimento e matéria constituintes são as seguintes:

Corpo do aterro	Parte Superior do Aterro	Camada de Leito do Pavimento
S_3	S_3	0,25 m ST_2
Solo-enrocamento ou pedrapleno	Solo-enrocamento ou pedrapleno	0,15 m de material pétreo

Quadro 4-67 Camada de leito do pavimento em aterros

4.5.1.1. Parte superior do aterro

No CE das EP é indicado que na parte superior dos aterros (PSA) devem utilizar-se solos com melhores características geotécnicas, numa espessura entre 40 e 85 cm.

Além disso, também se indica que na parte superior dos aterros de enrocamento, devem ser utilizados materiais que permitam fazer a transição entre os materiais utilizados no corpo do aterro e os materiais do leito do pavimento.

As espessuras da PSA e tipo de material constituinte, tendo em conta os materiais de execução do corpo dos aterros e a classe de fundação pretendida são as seguintes:

Corpo do aterro	Parte Superior do Aterro
S_3	0,75 m S_3
Solo-enrocamento ou pedrapleno	0,85 m de material de transição

Quadro 4-68 Parte superior do aterro

4.5.2. Escavações

No fundo de caixa das escavações projectadas podem encontrar-se as seguintes unidades:

- Solo residual areno-siltoso, que se assemelham a um solo classe S3, com um CBR em torno de 10-15
- Rocha muito alterada (W4-W5), equivalentes a um CBR em torno de 20.
- Rocha sã (W2-W3), equivalentes a um CBR em torno de 40

Em função dos materiais que se detectem nos fundos de caixa em escavações, a camada do leito do pavimento será constituída de acordo com o seguinte:

	CBR	Camada do leito do pavimento
Solo residual (S3)	13	25 cm ST2
Rocha alterada W4-5	> 20	Regularização 15 cm mat. pétreo compactado
Rocha pouco alterada W2-3	> 40	Regularização 15 cm mat. pétreo compactado

Quadro 4-69 Camada do leito do pavimento em escavações

De acordo com os ensaios de laboratório realizados, com índices CBR sempre superiores a 7,4 (valores médios de 13) não será necessário saneamento

As camadas de leito de pavimento recomendadas para trechos em escavação estão indicadas no quadro seguinte:

TRAMO		P.K. inicio	P.K. fin	Material en fondo de excavación / coprpo de aterro	CBR asignado	Leito de pavimento	DATOS GEOTÉCNICOS POR TRAMOS									
							Prospecc, Nº	P.K.	Prof. (m)	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	Clases de terrenos de fundação	CBR Laboratorio	HRB	U.S.C.S.
Escavação	1	0+000	0+850	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-0.24	0+240	2,3	0,50			S3	7,40	SM	A-1-b (0)
							PS-E-00.01-S1	0+590	6,0	0,50	>6,0					
							PS-E-00.01-S2	0+590	9,0	0,60	>9,0					
							PS-E-00.01-S3	0+590	6,0	0,50	>6,0					
							PE-0.65	0+650	2,3	0,50			S3	19,30	SM	A-1-b (0)
							GE-0.65	0+610-0+670								
Escavação	2	3+140	3+190	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-3.23	3+215-3+275								
		3+190	3+270	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PE-3.34	3+355	1,3	0,80	0,8					
		3+270	3+550	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-3.57	3+570-3+620								
		3+550	3+700	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PE-3.67	3+685	2,5	0,70			S3		SM	A-1-b (0)
		3+700	3+805	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	3	4+655	4+720	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	4	4+880	4+960	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
		4+960	4+995	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	GE-5.01	4+985-5+045								
		4+995	5+245	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PE-5.03	5+030	1,4	0,35						
							SE-5.17	5+170	13,8	0,40	2,8	10,5				
							GE-5.20	5+175-5+235								
							PE-5.22	5+220	2,7	>2,7			S3	18,90	SM	A-1-b (0)
		5+245	5+260	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		5+260	5+305	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	5	5+450	5+480	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-5.56									
		5+480	5+510	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PE-5.56	5+500-5+560								
		5+510	5+645	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	GE-5.57	5+550	1,3	1,30						
							PS-E-05.01-S1	5+510-5+570								
							PS-E-05.01-S2	5+615	6,0	0,40	6,0	>6,0				
							PS-E-05.01-S3	5+615	12,0	0,30	6,0	12,0				
							PS-E-05.01-S1	5+615	7,5	0,30	3,0	7,5				
							PS-E-05.01-S2	5+640	2,8	0,60			S3		SM	A-1-b (0)
							PS-E-05.01-S3	5+645								
							PE-5.64									
							GE-5.65									
		5+645	5+740	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	6	5+835	5+930	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-5.88	5+870	2,3	0,40			S3		SM	A-1-b (0)
Escavação	7	6+085	6+160	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										

TRAMO		P.K. inicio	P.K. fin	Material en fondo de excavación / coprpo de aterro	CBR asignado	Leito de pavimento	DATOS GEOTÉCNICOS POR TRAMOS									
							Prospecc, Nº	P.K.	Prof. (m)	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	Clases de terrenos de fundação	CBR Laboratorio	HRB	U.S.C.S.
Escavação	8	6+230	6+310	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
		6+310	6+720	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	GE-6.38	6+330-6+390								
							SE-6.49	6+465	12,0	0,40	5,0	6,0				
							GE-6.54	6+520								
							PE-6.62	6+595	1,0	0,30						
		6+375	6+700	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		6+700	6+720	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		6+720	6+780	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	9	6+800	6+950	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-6.91	6+890	0,8	0,25						
Escavação	10	7+210	7+285	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-7.30	7+270	1,6	0,35			S3		SM	A-1-b (0)
Escavação	11	7+320	7+345	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-7.40	7+335-7+395								
		7+345	7+400	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		7+400	7+430	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	12	7+665	7+810	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-7.84	7+790-7+850								
		7+810	7+890	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-7.84	7+820	1,2	0,40						
		7+980	7+965	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	GE-7.92	7+870-7+930								
Escavação	13	8+195	8+210	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
		8+210	8+250	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		0+825	8+315	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+315	8+350	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+350	8+370	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-8.38	8+355								
		8+370	8+410	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	GE-8.45	8+375-8+435								
		8+410	8+435	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+435	8+480	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	VI-E-08.02-S1	8+470								
Escavação	14	8+690	8+700	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
		8+700	8+750	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+750	8+790	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	GE-8.94	8+880-8+940								
							PE-8.98	8+950								
							GE-9.02	8+950-9+010								
		8+790	8+880	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+880	8+900	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+900	8+985	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		8+985	9+095	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										

TRAMO		P.K. inicio	P.K. fin	Material en fondo de excavación / coprpo de aterro	CBR asignado	Leito de pavimento	DATOS GEOTÉCNICOS POR TRAMOS									
							Prospecc, Nº	P.K.	Prof. (m)	Prof. Base solos (m)	Prof. Base W5 (m)	Prof. Base W4-W3 (m)	Clases de terrenos de fundação	CBR Laboratorio	HRB	U.S.C.S.
Escavação	15	9+140	9+160	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
		9+160	9+225	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		9+225	10+400	Rocha pouco alterada W2-3	**>40**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PS-E-09.01-S1	9+462								
							PS-E-09.01-S2	9+462								
							PS-E-09.01-S3	9+462								
							GE-9.95	9+895-9+955								
							SE-10.05	10+010								
							PE-10.10	10+060								
							GE-10.18	10+115-10+175								
							PE-10.23	10+205								
							GE-10.30	10+265								
		10+400	10+475	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**										
		10+475	10+550	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PS-E-10.01-S1	10+538	6,0	0,70	3,0	>6,0				
							PS-E-10.01-S2	10+538	7,5	0,40	5,0	>7,5				
							PS-E-10.01-S3	10+538	7,5	0,60	3,5	>7,5				
		10+550	10+580	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	16	12+405	12+610	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**							S3	8,60	SM	A-1-b (0)
		12+610	12+860	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PE-12.82	12+780	1,9	0,70						
							GE-12.84	12+795								
		12+860	12+910	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PS-E-12.02-S1	12+910	6,2	0,60	3,2	5,0				
		12+910	13+150	Rocha alterada W4-5	**>20**	**Regularização 15cm mat. pétreo compactado**	PS-E-12.02-S2	12+875	13,5	0,70	7,5	>13,5				
							PS-E-12.02-S3	12+850	6,0	0,40	>6,0					
							GE-13.03	12+975								
							PE-13.11	13+075	1,4	0,55						
		13+150	13+405	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	17	13+670	14+595	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-13.89	13+820-13+880								
							PE-14.18	14+140	2,4	0,55			S3	14,30	SM	A-1-b (0)
Escavação	18	15+070	15+130	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	19	18+945	19+010	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	20	20+445	20+585	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	21	21+415	21+445	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**										
Escavação	22	21+665	21+700	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	GE-21.79	21+725-21+785								
Escavação	23	22+012	22+130	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PE-22.18	22+145	2,8	1,80			S3	10,40	SM	A-1-b (0)
Escavação	24	22+215	22+358	Solo residual	**10**	**25 cm ST2**	PS-E-22.01-S1	22+225	7,5	0,60	>7,5					
							PS-E-22.01-S2	22+225	14,5	2,50	8,0	9,5				
							PS-E-22.01-S3	22+225	9,0	0,70	>9					
							GE-22.26	22+200-22+260								

Quadro 4-70 Camadas de leito do pavimento nas escavações

4.6. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

4.6.1. Introdução

Neste capítulo são descritas em primeiro lugar, as necessidades de material para a execução da obra, nomeadamente para as zonas de leito de pavimento, partes inferior, superior e corpo do aterro, e pavimentação.

Para isso foram estudadas as unidades atravessadas ao longo do traçado e a sua possível reutilização em obra. Ao mesmo tempo, foi realizado um inventário de pedreiras e instalações de britagem, para as restantes partidas necessárias à obra.

Na realização destes trabalhos foi consultada bibliografia existente, permitindo actualizar e completar a informação recolhida em visitas a explorações e instalações.

O objectivo deste estudo é conhecer a origem dos materiais a utilizar em obra para terraplenos, leito de pavimento e pavimento. Nos capítulos seguintes analisa-se individualmente a origem dos materiais necessários.

4.6.2. Classificação de materiais para sua reutilização em obra

Solos

Denominam-se solos os materiais que cumpram as seguintes condições:

Materiais	CARACTERÍSTICAS		
	% material retido no peneiro 19 mm (3/4")ASTM	Wopm	
		Solos Incoerentes	Solos coerentes
SOLOS	≤ 30	0,8 Wopm≤ Wnat ≤ 1,2 Wopm	0,7 Wopn≤ Wnat ≤ 1,4 Wopn

Wopm=teor em água óptimo referido ao ensaio de Proctor Modificado

Wopn=teor em água óptimo referido ao ensaio de Proctor Normal

Quadro 4-71 Características a cumprir para materiais tipo solo

Quando não se verifique este requisito para o caso de solos coerentes, poder-se-á recorrer a técnicas de tratamento com cal ou desta combinada com cimento.

A possível utilização dos diversos tipos de solos, em função da zona do aterro em que irão ser aplicados deverá obedecer às seguintes regras gerais (**Quadro 4-72 e quadro 4-73**), segundo o CE da EP-1998. Volume III: 01-Terraplenagem- Capítulo 14.:

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				PIA	CORPO	PSA
S0	<3	OL	siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade (1)	N	N	N
		OH	argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltes orgânicos (2)	N	P	N
		CH	argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas (3)	N	P	N
		MH	siltes inorgânicos; areias finas micáceas; siltes micáceos (4)	N	P	N
S1	≥3 a <5	OL	idem(1)	N	S	N
		OH	idem(2)	N	S	N
		CH	idem(3)	N	S	N
		MH	idem(4)	N	S	N
S2	≥5 a <10	CH	idem(3)	N	S	N
		MH	idem(4)	N	S	N
		CL	argilas inorgânicas de plasticidade baixem a media. Argilas com seixo, argilas arenosas. Argilas siltosas e argilas magras.	S	S	P
		ML	siltes inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltes argilosos de baixa plasticidade	S	S	P
		SC	areia argilosa; areia argilosa com cascalho(5)	S	S	P
S3	≥10 a <20	SC	idem(5)	S	S	S
		SM-d	areia siltosa	S	S	S
		SM-u	areia siltosa	P	S	N
		SP	areias mal graduadas; areias mal graduadas como cascalho	S	S	S
S4	≥20 a <40	SW	areias bem graduadas; areias bem graduadas como cascalho	S	S	S
		GC	cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia	S	S	S
		GM-u	cascalho siltoso; cascalho mal graduado com areia (6)	P	S	P
		GP	cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia(7)	S	S	S
S5	≥40	GM-d	idem(6)	S	S	S
		GP	idem(7)	S	S	S
		GW	cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia	S	S	S

S=admissível; N=não admissível; P=possível
PIA=parte inferior do aterro
PSA=parte superior do aterro

Quadro 4-72 Regras gerais para a reutilização de solos (CE das EP-1998. Volume III: 01-Terraplenagem- Capítulo 14).

	SOLOS A APLICAR NO LEITO DE PAVIMENTO	SOLOS A APLICAR NA PARTE SUPERIOR DO ATERRO
Dimensão máxima das partículas	≤ 75mm	Devem utilizar-se os solos com melhores características geotécnicas. De preferência, aqueles materiais devem satisfazer simultaneamente as classes S2, S3, S4,e S5 do quadro anterior e aos grupos A-1, A-2 e A-3 da Classificação Rodoviária
Percentagem passada no peneiro #200 (0,074mm)	≤ 20%	
Limite de Liquidez	≤ 25%	
Índice de Plasticidade	≤ 6%	
Equivalente de areia	≥ 30%	
Azul de metileno	≤ 2%	
Índice CBR (a 95% da compactação relativa e teor óptimo em água)	≥ 10%	
Expansibilidade no CBR	≤ 1,5%	
Percentagem de matéria orgânica	0%	

Quadro 4-73. Caracterização dos solos a aplicar no Leito do Pavimento e PSA (CE das EP-1998).

SOLOS TRATADOS COM CAL E/OU CIMENTO

Os solos coerentes a tratar com cal ou ligantes hidráulicos na construção de aterros, devem satisfazer as seguintes características de solos naturais (iniciais) e de solo tratado (finais):

Classe de solo	CBR in (inicial)	CBR fi (final)
S0	<3	5
S1	3 a 5	5 a 15
S2	5 a 8	7 a 20

CBR imediato 95% Proctor Normal e para o Wnatural

Quadro 4-74 Características de solos a tratar e tratados

MATERIAIS ROCHOSOS (ENROCAMENTOS)

Do ponto de vista da sua reutilização na construção de aterros e da definição das condições de aplicação, os materiais rochosos podem ser caracterizados com vista á determinação das suas características de resistência, fragmentabilidade e alterabilidade.

O material a utilizar em pedraplenos deverá ser homogéneo, de boa qualidade, isento de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas, obedecendo às seguintes características:

Materiais	CARACTERÍSTICAS			
	% passada no peneiro 25 mm (1")ASTM	% passada no peneiro 0,074 mm (nº200) ASTM	Dmáx	Forma das partículas % partículas lamelares ou alongadas
ENROCAMENTOS	30%	12%	< 2/3 da espessura da camada depois de compactada, nem a 0,80 m.	< 30%

Quadro 4-75 Características de materiais a utilizar em pedraplenos

O mesmo deverá cumprir as seguintes especificações, em função do tipo de rocha:

ROCHAS		TIPO	CLASSE	LA	FR	ALT	γ(KN/m^3)
SEDIMENTARES	CARBONATADAS	A.1	a	<45	-	-	-
		A.1	b	>45	-	-	>18
		A.1	c	-	-	-	<18
	ARGILOSAS	A.2	a	-	<7	<20	-
		A.2	b	-	>7	-	-
		A.2	c	-	<7	>20	-
	SILICIOSAS	A.3	a	<45	-	-	-
		A.3	b	>45	<7	-	-
		A.3	c	-	>7	-	-
MAGMÁTICAS E METAMÓRFICAS		B	a	<45	-	-	-
		B	b	>45	<7	-	-
		B	c	-	>7	-	-

LA - percentagem de desgaste na máquina de Los Angeles (Gran. E);

FR - índice de fragmentabilidade (NF P 94-066);
ALT - índice de alterabilidade (NF P 94-067).

Quadro 4-76 Caracterização de materiais rochosos

As classificadas como A.2, correspondem-se com rochas evolutivas, devendo a sua reutilização seguir procedimentos construtivos específicos.

MATERIAIS SOLO-ENROCAMENTO

Estes materiais, constituídos por mistura de solos com rocha e normalmente resultantes do escavação, de rochas brandas obedecer na perspectiva da sua reutilização ás especificações exigidas para cada fracção, rocha ou solo, referidas nos pontos anteriores.

Nestes materiais serão incluídos aqueles que cumpram a seguinte granulometria:

Materiais	CARACTERÍSTICAS		
	% material retido no peneiro 19 mm (3/4")ASTM	% passada no peneiro 0,074 mm (nº200) ASTM	Dmáx
SOLO-ENROCAMENTO	30% a 70%	12% a 40%	< 2/3 da espessura da camada depois de compactada, nem a 0,40 m.

Quadro 4-77 Caracterização de materiais do tipo solo-enrocamento

MATERIAIS NÃO REUTILIZÁVEIS

Os materiais não reutilizáveis serão aqueles que obedecem às seguintes condições:

Materiais	CARACTERÍSTICAS
NÃO REUTILIZÁVEIS	Lixo ou detritos orgânicos
	Argilas com IP> 50%
	Materiais com propriedades físicas ou químicas indesejáveis, que requeiram medidas especiais para escavação, manuseamento, armazenamento, transporte e colocação

Quadro 4-78 Caracterização de materiais não reutilizáveis

4.6.3. Materiais necessários à obra

As unidades de materiais que se podem considerar à partida são:

- Materiais para aterros
- Materiais para leito de pavimento
- Materiais para pavimento
- Materiais grossos e finos para betão de obras de arte.
- Material drenante

Nestes materiais distinguem-se dois grupos. Por um lado, os materiais para terraplenos que, embora sejam os que representam um maior volume, têm um menor nível de exigência, pelo que, geralmente, provêm das escavações do próprio traçado ou a realizar em zonas de empréstimo próximas. Estes materiais podem ser pedraplenos, solo-enrocamento, macadames artificiais ou naturais, solos seleccionados, adequados ou toleráveis.

Os restantes materiais que se utilizam para o leito do pavimento, camadas de pavimento e em zonas localizadas com problemas especiais, representam um volume global muito inferior aos do primeiro grupo, embora sejam mais exigentes em termos de condições a satisfazer, obrigando em muitos casos a utilizar materiais procedentes de pedreiras e centrais de britagem.

A classificação de materiais para a sua reutilização será realizada de acordo com o Caderno de Encargos Tipo Obra (Capítulo 14 Volume III 01-Terraplanagens), publicado pela Estradas de Portugal S.A. (EP, 1998).

4.6.4. Materiais procedentes das escavações ao longo do traçado

Pretende-se a reutilização da totalidade de materiais resultantes das escavações previstas.

Tendo em conta as formações que serão intervencionadas em escavação ao longo do traçado, em maior expressão, os materiais obtidos serão:

- Solos de alteração resultantes dos níveis rochosos subjacentes (constituída por quartzodioritos, xistos e corneanas, micaxistos e gnaisses) (formações geológicas $Q_{D/T}$, M_{O-C+M}, M_{O-MX}, e G_N muito alteradas).
- Quartzodioritos e tonalitos, xistos e corneanas, micaxistos e gnaisses) (formações geológicas $Q_{D/T}$, M_{O-C+M}, M_{O-MX}, e G_N).

Os quadros seguintes apresentam os ensaios de laboratório realizados nas amostras de cada unidade geológica e permitem analisar a reutilização de cada formação:

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS					TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem/Poço	P.K. (km)	Z (m)	ID Grupo	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
														L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-0,24	0+240	1,8	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	3,4	100	100	100	96,8	88,3	44,9	8,9	X				21,1	8,7	7,36	0	26	6,2	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S2
PE-0,65	0+650	1,8	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	4	100	100	100	97,9	77,2	37,8	14,1	X				20,8	8,9	19,29	0,33	28	8,5	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S3
PE-1,44	1+435	1,2	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	5,2	100	100	98,9	95,4	75,6	39,1	18,3		29	20	9							SC	A-2-4(0)	B5 ts	S2/S3
PE-1,84	1+845	2	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	7,5	100	100	97,9	93,2	72,7	33,5	12,4	X										SM	A-1-b(0)	B5 s	S3
PE-2,17	2+185	2,2	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	5,5	100	100	100	99,3	87,5	40,5	20		31	26	5							SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-2,58	2+585	1,8	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio, com fragmentos de rocha decompostos. Granodioritos porfiroides decompostos a muito alterados (W5-W4)	7,4	100	100	100	95,5	84	43	12,7	X										SM	A-1-b(0)	B5 s	S3
PE-3,67	3+685	1,9	QD/T (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro. Granodioritos decompostos (W5)	5,5	100	100	100	95,6	67,7	27,7	8,7	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 ts	S3
PE-4,03	4+045	2,4	QD/T (residual)	Areia argilo-siltosa, de grão médio a grosseiro, misturado com seixos e calhaus rolados	8,1	100	100	100	95,9	72,9	35	19,1		28	16	12							SC	A-2-6(0)	B5 s	S2/S3
PE-14,91	14+880	2,1	QD/T (residual)	Areia fina a média, silto-argilosa. Granodioritos porfiroides decompostos (W5)	4,5	100	100	99,5	89,2	65,3	24,7	9,8	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 s-ts	S3
PE-18,33	18+280	2,2	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	9,4	100	100	100	94,3	66,2	23,3	7,3	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 h-m	S3
PE-18,83	18+810	2,3	QD/T (residual)	Areia fina a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	11,1	100	100	100	92,5	60,5	22	9	X										SM	A-1-b(0)	B3 / B4 h-th	S3
PE-20,37	20+340	1,8	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	8,4	100	100	100	97,5	73,1	32,6	11,4	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 s-m	S3
PE-21,30	21+270	2	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos porfiroide decompostos (W5)	7,9	100	100	100	98,5	77,8	33,7	12,5	X										SM	A-1-b(0)	B5 ts-s	S3
PE-22,18	22+145	2	QD/T (residual)	Areia grosseira a média, argilo-siltosa. Granodioritos decompostos (W5)	6,6	100	100	100	99,1	83,3	36,8	14	X				19,7	13,1	10,37	0		15,8	SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-23,03	23+000	2,5	QD/T (residual)	Areia média a grosseira, silto-argilosa, com fragmentos de rocha. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	10,3	100	100	100	95,9	78,1	27,2	8,7	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 m-h	S3
PE-23,51	23+460	2,1	QD/T (residual)	Areia média a grosseira, argilosa, com fragmentos de rocha. Granodioritos decompostos a muito alterados (W5-W4)	8,9	100	100	100	78,7	63,9	25,2	15,8		32	24	8							SM	A-2-4(0)	B5 m-s	S3

Máximo	11,100	100,000	100,000	100,000	99,300	88,300	44,900	20,000		32,000	26,000	12,000	21,100	13,100	19,290	0,330	28	16		
Mínimo	3,400	100,000	100,000	97,900	78,700	60,500	22,000	7,300		28,000	16,000	5,000	19,700	8,700	7,360	0,000	26	6		
Media	7,106	100,000	100,000	99,769	94,706	74,631	32,938	12,669		30,000	21,500	8,500	20,533	10,233	12,340	0,110	27	10		
Nº Dados	16	16	16	16	16	16	16	16		4	4	4	3	3	3	3	2	3		
Desvio	2,271	0,000	0,000	0,578	5,005	8,466	7,229	3,986		1,826	4,435	2,887	0,737	2,485	6,204	0,191	1,414	5,012		

Quadro 4-79. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade $Q_{D/T}$ (residual).

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						RESISTÊNCIA		ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO				CLASSIFICAÇÃO	
						COMPRESSÃO UNIAXIAL							
ID Sondagem/Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fin (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	σ_c (MPa)	E (Gpa)	Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	D.L.A.	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
VI-E 02.01-S1	2+800	6,5	6,9	QD/T	Granodiorito de grão fino a médio (W3-W2)	156,6	101,8					R61	B (a)
VI-E 02.01-S2	2+840	6,5	6,9	QD/T	Granodiorito de grão fino a médio (W3-W2)	168,9	95,7					R61	B (a)
PS-E-04,02-S2	4+740	3	3,3	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W3)						99,48	R62	B (b)
PS-E-04,02-S2	4+740	4	4,5	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W3)				1			R62	B (b)
PS-E-04,02-S2	4+740	5,2	6	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W2-W1)			1				R61	B (a)
PS-E-04,02-S2	4+740	6,5	7,5	QD/T	Granodiorito e Quartzodiorito de grão fino a médio (W3-W2)					15		R62	B (b)
(PI)VI-E-16,01-S2	16+075	8	8,5	QD/T	Quarztodiorito / granodioritico de grão fino (W3-W2)	111,5	70,5					R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	8,8	10,5	QD/T	Quarztodiorito / granodioritico de grão fino a médio (W3-W2)						99,27	R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	9,5	11	QD/T	Quarztodiorito / granodioritico de grão fino a médio (W2)				1			R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	12,5	13	QD/T	Quarztodiorito / granodioritico de grão fino a médio (W2)			1				R62	B (b)
PS-E-22,01-S2	22+225	13,5	14,5	QD/T	Quarztodiorito / granodioritico de grão fino a médio (W2)					14		R62	B (b)

Quadro 4-80. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade $Q_{D/T}$.

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS					TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem/Poço	P.K. (km)	Z (m)	ID Grupo	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
														L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-5,22	5+220	2,2	MO-C+M (residual)	Areia argilo-siltosa, de grão médio a grosseiro, misturada com fragmentos de rocha	2,2	100	100	100	95	76,6	46,6	18,4		36	30	6	20,7	10,6	18,86	0	19	6,3	SM	A-1-b(0)	B5 ts	S3
PE-5,64	5+640	1,7	MO-C+M (residual)	Areia silto-argilosa, de grão fino a médio	13,5	100	100	100	99,5	88,8	35,1	10,2	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 h-th	S3
PE-5,88	5+870	2	MO-C+M (residual)	Areia siltosa de grão fino a médio, misturada com fragmentos de rocha	10,5	100	100	100	71,7	53,6	31,1	14,9		31	26	5							SM	A-1-b(0)	B5 h	S3
PE-7,30	7+270	1,2	MO-C+M (residual)	Areia siltosa, de grão fino a médio, misturada com fragmentos de rocha	9,1	100	100	88,4	56,5	44,3	27	11,5	X										SM	A-1-a(0)	B3 / B4 s-m	S3
PE-11,55	11+515	1,4	MO-C+M (residual)	Areia silto-argilosa, de grão médio a grosseiro, com fragmentos de rocha decompostos (W5-W4)	14,2	100	100	100	93,6	74,1	30	10,1	X										SM	A-1-b(0)	B1 / B2 h-th	S3
Máximo					14,200	100,000	100,000	100,000	99,500	88,800	46,600	18,400		36	30	6										
Mínimo					2,200	100,000	100,000	88,400	56,500	44,300	27,000	10,100		31	26	5										
Media					9,900	100,000	100,000	97,680	83,260	67,480	33,960	13,020		34	28	6										
Nº Dados					5	5	5	5	5	5	5	5		2	2	2										
Desvio					4,789	0,000	0,000	5,188	18,427	18,107	7,638	3,580		3,5	2,8	0,7										

Quadro 4-81. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade M_{O-C+M} (residual).

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						RESISTÊNCIA		ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO				CLASSIFICAÇÃO	
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fin (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	COMPRESSÃO UNIAXIAL		Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	D.L.A.	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
						σ_c (MPa)	E (Gpa)						
PS-E-05,01-S2	5+615	6	7,2	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)						98,9	R62	B (b)
PS-E-05,01-S2	5+615	6,5	7,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)				1			R62	B (b)
PS-E-05,01-S2	5+615	7,5	9	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)					23		R62	B (b)
PS-E-05,01-S2	5+615	7,9	9,3	MO-C+M	Micaxistos de grão fino muito fracturado (W3)			1				R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	3	6	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)						98,76	R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	3	4,,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)				1			R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	4	5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)					28		R62	B (b)
PS-E-05,01-S3	5+615	6	7,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W3-W2)			1				R62	B (b)
SE-5,17	5+170	7	9,5	MO-C+M	Micaxisto de grão fino muito fracturado(W3)						98,86	R62	B (b)
SE-5,17	5+170	9	10,5	MO-C+M	Micaxisto de grão fino muito fracturado(W3-W2)			2				R62	B (b)
SE-5,17	5+170	11,8	12,9	MO-C+M	Micaxisto de grão fino muito fracturado(W3)				1			R62	B (b)
SE-5,17	5+170	12	13,8	MO-C+M	Micaxisto de grão fino muito fracturado(W3)					31		R62	B (b)
SE-6,49	6+465	6	7,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)				1			R61	B (a)
SE-6,49	6+465	8	8,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)						96,19	R61	B (a)
SE-6,49	6+465	9	10,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)			10				R61	B (a)
SE-6,49	6+465	10,5	11,5	MO-C+M	Micaxistos de grão fino (W2)					49		R61	B (a)
VI- E 08.01-S1	7+975	6,9	7,3	MO-C+M	Gnaisses de grão fino (W2)	27,3	18,3					R62	B (b)
VI- E 08.01-S2	8+015	4,6	5,2	MO-C+M	Gnaisse de grão fino (W2)							R62	B (b)
VI- E 08.01-S3	8+040	7,5	8,4	MO-C+M	Corneanas quartzo-feldespáticas de grão fino (W2)	37,3	39,9					R62	B (b)

Máximo	37,300	39,900	10,000	1,000	49,000	98,900
Mínimo	27,300	18,300	1,000	1,000	23,000	96,190
Media	32,300	29,100	3,500	1,000	32,750	98,178
Nº Dados	2	2	4	4	4	4
Desvio	7,071	15,274	4,359	0,000	11,325	1,326

Quadro 4-82. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade $M_{O-C+M.}$

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS					TEOR EM ÁGUA (%)	GRANULOMETRIA							PLASTICIDADE				PROCTOR NORMAL		C.B.R. (95%)		E.A. (%)	AZUL METILENO (g/kg)	CLASSIFICAÇÃO			
Sondagem/Poço	P.K. (km)	Z (m)	ID Grupo	Descrição Litológica		% passados #2,5"	% passados #2"	% passados #3/4"	% passados #Nº4	% passados #Nº10	% passados #Nº40	% passados #Nº200	Não plást.	Limites de Atterberg			$\gamma_{máx}$ (kN/m³)	Wopt (%)	Índice	Expansão Relativa (%)			UNIFICADA	AASHTO	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
														L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)										
PE-12,18	12+135	1,1	GN (residual)	Areia fina a média, com fragmentos de rocha decompostos. Gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4)	6,1	100	100	98,4	72,8	57,3	29,5	11,3	X										SM	A-1-b(0)	B3 s-ts	S3
PE-12,82	12+780	1,3	GN (residual)	Areia fina a média, siltosa. Gnaisses granitoides decompostos a muito alterados (W5-W4)	4,3	100	100	100	84,8	74,1	37,7	10,9	X				20,2	9,7	8,62	0	25	6,2	SM	A-1-b(0)	B2 ts	S2
PE-14,18	14+140	2	GN (residual)	Areia fina a média, argilosa-siltosa. Gnaisses granitoides decompostos (W5)	5,2	100	100	100	96,5	90,6	46,3	6,3	X				20,5	10,4	14,27	0	27	5,1	SM	A-1-b(0)	B2 s	S3
PE-16,47	16+440	2	GN (residual)	Areia fina a média, silto-argilosa. Gnaisses granitoides decompostos (W5)	9	100	100	100	99,6	91,5	42,3	12,3	X										SM	A-1-b(0)	B5 h-m	S3
Máximo					9,000	100,000	100,000	100,000	99,600	91,500	46,300	12,300														
Mínimo					4,300	100,000	100,000	98,400	72,800	57,300	29,500	6,300														
Media					6,150	100,000	100,000	99,600	88,425	78,375	38,950	10,200														
Nº Dados					4	4	4	4	4	4	4	4	4													
Desvio					2,037	0,000	0,000	0,800	12,212	16,167	7,214	2,666														

Quadro 4-83. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade G_N (residual)

CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS AMOSTRAS						ESTABILIDADE, DESGASTES E ATRITO			CLASSIFICAÇÃO	
Sondagem/ Poço	P.K. (km)	Z (m)	Z fin (m)	ID Grupo	Descrição Litológica	Coeficiente de Fragmentabilidade	Coeficiente de Degradabilidade	Slake Durability Index	GTR (LCPC/SETRA)	CE (EP 1998)
PS-E-12,02-S1	12+910	3,2	5,5	GN	Gnaissico-migmatitico de grão fino (W3)		1		R62	B (b)
PS-E-12,02-S1	12+910	3,2	5	GN	Gnaissico-migmatitico de grão fino (W3)			97,95	R62	B (b)
PS-E-12,02-S1	12+910	3,5	5	GN	Gnaissico-migmatitico de grão fino (W3)	2			R62	B (b)

Quadro 4-84. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade G_N.

Os solos de alteração são todos classificados como de classe S3, SM segundo a classificação unificada ASTM e dentro dos grupos A-1 e A-2 da classificação Rodoviária (sempre com índice de grupo de "0"), podendo ser aplicados nos corpos, partes superiores e partes inferiores dos aterros. Estes materiais podem ser utilizados para construir aterros tipo solo.

Das rochas constituídas por quartzitos, tonalitos, xistos, corneanas, micaxistos e gnaisses, poderá resultar material do tipo solo-enrocamento, quando o seu grau de alteração seja de W4-W5. No caso de os mesmos se encontrarem praticamente sãos (W2-W3), poderá obter-se material para pedraplenos.

Da unidade M_{O-MX} não se obtiveram amostras, porque não se realizou qualquer tipo de prospecção nesta zona por falta de autorização dos proprietários Como se trata de uma rocha xistosa consideraram-se propriedades idênticas à da unidade M_{O-C+M}.

O valor de resistência à compressão simples dos micaxistos (M_{O-C+M}) varia entre 27 e 37MPa o que significa que se trata de rochas de menor qualidade que costumam produzir, depois do desmonte, granulometrias muito elevadas e descontínuas (correntemente designadas por materiais do tipo solo-enrocamento) que exigem, normalmente durante o processo de desmonte e simultaneamente com os meios mecânicos de escavação, a utilização de outro tipo de equipamentos, nomeadamente martelos hidráulicos pesados e eventualmente explosivos.

Foi analisado o potencial evolutivo destes materiais a partir de ensaios Slake Durability, os quais apresentam uma durabilidade média-alta, ou alta (no caso da rocha sã), com valores compreendidos entre 96 e 99, não existindo nenhum problema para a sua reutilização.

Group Name	% Retained after One 10-min Cycle (Dry Weight Basis)	% Retained after Two 10-min Cycles (Dry Weight Basis)
Very high durability	>99	>98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	<60	<30

Quadro 4-85. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)

O seguinte quadro sintetiza o aproveitamento previsto para as formações que serão intervencionadas em escavação:

MATERIAIS	GRAU DE ALTERAÇÃO (W1-W5)	APROVEITAMENTO PREVISTO
Solo residual	-	PIA, Corpo do Aterro e PSA
M_{O-MX} , M_{O-C+M} e $Q_{D/T}$ Micaxistos, xistos quartzo feldespáticos, quartzodioritos e/ou tonalitos	W4-W5	Solo-enrocamento
	W2-W3	Pedrapleno
		Tout-venant em pavimentação (após britagem)

PIA: Parte Inferior do Aterro
PSA: Parte Superior do Aterro

Quadro 4-86. Aproveitamento de materiais

Com os dados disponíveis dos ensaios de laboratório, os materiais escavados neste lanço são de boas características geotécnicas para a sua utilização como leito do pavimento (tanto o material granular em "todo uno" ou pedrapleno, como solo tratado ST2 sobre solo).

4.6.5. Materiais procedentes das zonas de empréstimo

O lanço E tem um défice de terras de aproximadamente 478.213 m^3. Para assegurar esta necessidade de terras como material de aterro será necessária a procura de zonas de empréstimo.

Está previsto o fornecimento de material de empréstimo procedente da escavação e construção do local de fundação da barragem do Freixo, situada na herdade de Sousa da Sé acerca de 10 km a NE da cidade de Évora, na ribeira do Freixo. Na **foto 4-1** se indica a situação desta zona de empréstimo junto ao início do deste lanço.

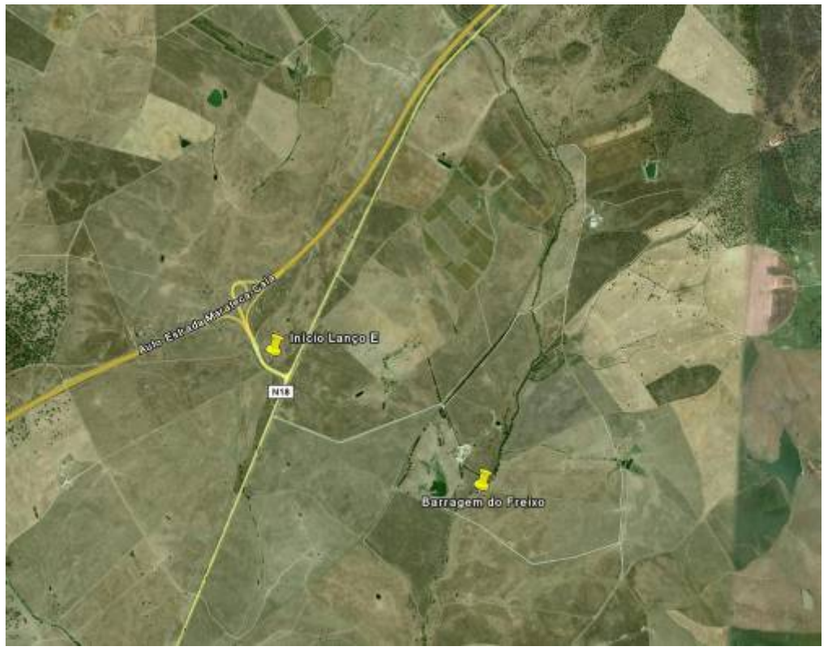


Foto 4-1: Barragem do Freixo junto ao início do Lanço E

Estes materiais serão tanto os pertencentes à preparação da fundação, como os que resultarão da estabilização dos taludes da albufeira. São materiais aluvionares e de cobertura.

Os depósitos aluvionares são constituídos essencialmente por areias finas siltosas, enquanto que as encostas ao longo da albufeira, estão parcialmente cobertas por depósitos de cobertura, que resultaram da alteração superficial do maciço rochoso subjacente e são constituídos por solos areno-siltosos com pequenos fragmentos e calhaus de rochas tonalíticas e de quartzodiorítas e algumas raízes, na parte mais superficial. Apresentam cor acastanhada e têm espessura compreendida entre 0,3 e 1,4 m.

A área a explorar no interior do perímetro da albufeira, deverá ser da ordem de 30000 m^2, pelo que o volume disponível nesta zona de empréstimo poderá rondar os 100.000m^3.

Dado a elevada quantidade de volume necessária para a obra procurou-se novas zonas de empréstimo de acordo com as condicionantes ambientais. No quadro 4-87 apresentam-se as principais características das manchas de empréstimo propostas.

Manchas de Empréstimo	PK	Geologia	Área (m2)	Espessura de solo residual (m)	Volume (m3)
E1	23+200	Tonalito / Quartzodiorito	113.528	2	227.056
E2	19+700 - 20+700	Tonalito / Quartzodiorito	257.918	3,5	902.713
E3	18+900 - 19+600	Tonalito / Quartzodiorito	146.507	2,5	366.268
E4	15+900 - 17+200	Tonalito / Quartzodiorito – Complexo Migmatítico	334.965	2	669.930
E5a + E5b	4+850 - 5+300	Tonalito / Quartzodiorito	105.746	1,5	158.619
E6	1+800 - 2+600	Tonalito / Quartzodiorito	721.742	1,8	1.299.136
E7a + E7b	0+600 - 1+700	Tonalito / Quartzodiorito	681.408	1,5	1.022.112

Notas:

1- As áreas foram calculadas de forma aproximada, não contemplam a via.

2 - As espessuras de solo residual foram estimadas através do documento 882-E-06110-E-A.

Quadro 4-87. Principais características das manchas de empréstimo propostas

O estudo de condicionantes para a localização de manchas de empréstimo foi realizado pela empresa PROCESL.

Em fases posteriores será necessário comprovar a sua possível utilização em obra mediante a execução de poços de prospecção e de ensaios de laboratório sobre amostras extraídas dos mesmos. Prevê-se o tratamento dos materiais resultantes destas manchas de empréstimo com cal e/ou cimento, para sua reutilização em obra, dado que se tratam fundamentalmente de solos residuais.

4.6.6. Coeficientes de Empolamento

Os materiais a escavar têm “in situ”, uma determinada densidade e peso especifico aparente, ocupando o volume determinado no dimensionamento geométrico do traçado.

Durante a escavação, esses materiais são desagregados e passam a ocupar um volume geralmente superior, devido ao aumento do espaço de vazios entre partículas ou fragmentos.

À relação entre volume do material escavado e volume que o mesmo ocupa “in situ” denomina-se de coeficiente de empolamento.

O valor do coeficiente de empolamento vem dado em função do tipo de material escavado. Nos materiais tipo solo, o coeficiente de empolamento resulta da relação entre a densidade seca e densidade máxima do ensaio Proctor de referência, de cada tipo de material.

O cálculo deste coeficiente é realizado a partir da seguinte fórmula:

$$CP = \frac{\delta_{\text{sec a}}}{\delta_{\text{proctor referência}}}$$

Materiais tipo solo

Procedem da escavação em solos ou em níveis de alteração mais superficiais de substratos rochosos.

Os valores médios de densidade proctor obtidos em ensaios em solos residuais são de 2,05T/m^3, e os de densidade seca devem oscilar entre 1,60 a 2,15T/m^3 para solos tipo SM (não se dispõe deste tipo de ensaios para a caracterização dos materiais afectados pelas do lanço em estudo), por isso o coeficiente de empolamento pode variar entre 0,80 e 1,04.

Adoptou-se um coeficiente de empolamento de 1,00.

Solo-enrocamento

A definição do coeficiente de empolamento neste caso é bastante mais complicada, dado não se dispor de uma densidade real nem de densidades de compactação, visto tratar-se de um conjunto variado de materiais. No entanto, a sua granulometria deverá estar compreendida entre a dos solos e a do pedrapleno, pelo que o mesmo se deverá passar com o respectivo coeficiente.

Considerando que a granulometria deve ser mais próxima do pedrapleno do que do solo, pode-se estimar um coeficiente de 1,05.

Materiais tipo pedrapleno

Deverão proceder de zonas de exploração das pedreiras identificadas e, parcialmente, da escavação com explosivos nos níveis mais profundos da rocha.

Para efeito de cálculo, pode considerar-se um valor médio de 2,60 T/m3, para a densidade da matriz constituinte destes materiais.
Embora não se disponha das densidades destes materiais cortados e compactados, é possível, com base na experiência, considerar que um material deste tipo deverá apresentar uma densidade de cerca de 2,20 T/m^3, o que resulta num coeficiente de empolamento de 1,15.

4.6.7. Materiais Exteriores ao Traçado

Para compensar o défice de material do lanço e para os materiais que não se podem extrair do mesmo , será necessário recorrer a pedreiras e centrais de britagem para o seu provimento. Para assegurar o fornecimento desses materiais, foi realizado um inventário de pedreiras e centrais de britagem, realizando-se fichas que incluem dados das centrais, tais como, material explorado, ensaios de laboratório e etc. Estes inventários estão incluídos nos **Anexos VIII e IX** deste documento.

4.6.7.1. Inventário de Pedreiras

Neste capítulo são descritas as pedreiras próximas ao lanço em estudo, capazes de fornecer materiais necessários à obra, que não serão conseguidos a partir das escavações previstas.

Foram divididas em função do material que exploram, resultando em 4 grupos: granitos, gabros, areia e grauvaques.

Algumas pedreiras proporcionaram resultados de ensaios de laboratório, que permitem comprovar a utilização dos materiais que exploram em obra.

Todas as restantes estão em exploração. De seguida são descritos os dados de localização de cada uma e tipo de material que exploram.

Material	Pedreira
GRANITOS	PE-E01. Monte das Flores
	PE-E02. Dianabritas
GABROS	PE-E03. Serra Britas
	PE-E04. Pedreira Castelo Ventoso
AREIAS	PE-E05. Burgausado
GRAUVAQUES	PE-E06. Monte Novo dos Cavacos

Quadro 4-88 apresenta as características principais das pedreiras inventariadas.

4.6.7.2. Inventário das Centrais de Betão

Neste capítulo serão incluídas 5 centrais de betão e uma central de aglomerado, existentes próximo ao lanço em estudo.

No **Anexo IX** deste documento, incluem-se as fichas das centrais de betão próximas ao lanço.

O **quadro 4-90** apresenta as características principais das centrais de betonagem inventariadas.

PEDREIRA	DENOMINAÇÃO	PROPRIETÁRIO	LOCALIZAÇÃO	ESTADO	LITOLOGIA	VOLUME	DISTÂNCIA Á OBRA (km)	OBSERVAÇÕES
PE-E01	Monte das Flores	TECNOVIA	Évora	Activa	Granito	Grande	10	Certificada CE
PE-E02	Dianabritas	DIANABRITAS	Évora	Activa	Granito	Média	15	Certificada CE
PE-E03	Serra Britas	SERRA BRITAS	Peroguarda	Activa	Gabro	Grande	70	Certificada CE
PE-E04	Castelo Ventoso Ferbritas	FERBRITAS	Ferreira do Alentejo	Activa	Gabro-Diorito	Grande	110	Certificada CE
PE-E05	Burgausado Lda	Engº MANUEL CACHADINHA	Azinheira de Barros	Activa	Saibro e Areias	Média	120	Certificada CE
PE-E06	Monte dos Cavacos Brita Azul	BRITA AZUL	Azinheira de Barros	Activa	Grauvaque	Média	120	Certificada CE

Quadro 4-89. Características das principais pedreiras inventariadas.

CENTRAL DE BETÃO	DENOMINAÇÃO	PROPRIETÁRIO	LOCALIZAÇÃO	PRODUÇÃO	MATERIAL	PROCEDÊNCIA	DISTÂNCIA Á OBRA (km)
CB-E01	Britobetao Lda	BRITOBETAO	Herdade Monte das Flores Évora	80 m^3/h	Betão	Tecnovia	10
CB-E02	Ibera Évora	IBERA ÉVORA	Quinta Madeira, EN 114, km. 185 Évora	80 m^3/h	Betão	Pedreira Santa Eulália	12
CB-E03	Mauricio LTO	MAURICIO LTO CONSTRUÇÕES, SA	Évora	70 m^3/h	Betuminoso	Tecnovia	10
CB-E4	Ibera Beja	INDUSTRIA DE BETÃO, S.A.	Ferreira do Alentejo	70 m^3/h	Betão	Serra Brita	110
CB-E5	Lafarge Monte da Figueirinha-BEJA	LAFARGE BETÕES SA	Beja	50m^3/h	Betão	Azinheira de Barros Brita Azul	85
CB-E6	Lafarge	LAFARGE BETÕES SA	Ferreira do Alentejo	70 m^3/h	Betão	Ferbritas	110

Quadro 4-90. Características das principais centrais de betão.

4.6.8. Proveniência do Material

O movimento de terras a realizar para este lanço é o que se apresenta no quadro seguinte

MOVIMENTO DE TERRAS		m³	
TERRA VEGETAL		464.021,69	
ESCAVAÇÃO	TERRA Para "Solo e Solo-enrocamento"	1.009.638,38	2.136.385,36
	ROCHA Para "Pedrapleno"	1.126.746,98	
ATERRO		2.614.599,34	2.614.599,34
BALANÇO			478.213,97

Quadro 4-91 Movimento de terras previsto para o lanço E.

O volume de material necessário para construir os aterros será de 2.614.599,34 m^3 no total, no entanto as escavações apenas fornecerão 2.136.385,36 m^3 (1.009.638,38 m^3 para Solo e solo-enrocamento e 1.126.746,98 m^3 para pedrapleno), devido a esta diferença, considera-se que este lanço é claramente deficitário de material. Sendo necessário 478.213,97 m^3, que terão de ser fornecidos de pedreiras próximas ao lanço ou de Zonas de Empréstimo.

4.6.8.1. Aterros

Segundo a zona de aterro, podem ser utilizados distintos tipos de materiais. No seguinte quadro são resumidas as condições que os mesmos devem cumprir:

Aterros	ZONA		
	PIA	**CORPO**	**PSA (40-85 cm)**
SOLOS	S_2,S_3,S_4 e S_5 ZONAS INUNDÁVEIS: <5% passados no peneiro 0,074	S_2,S_3 S_4 e S_5	Simultaneamente S_2,S_3,S_4 e S_5
TRATADOS	em zonas potencialmente inundáveis,	QUADRO 4-40 SOLOS TRATADOS	
ENROCAMENTOS	A.1.a, A.1.b, A.3.a, A.3.b, B.a e B.b	Salvo A.1 c); A.2; A.3 c); e B c)	Salvo A.1 c); A.2; A.3 c); e B c)
SOLO-ENROCAMENTOS	% material retido no peneiro 19 mm (3/4") ASTM =30% - 70% % passada no peneiro 0,074 mm (nº200) ASTM =12% - 40% Dmáx < 2/3 da espessura da camada compactada, nem a 0,40 m.		

Quadro 4-92 Materiais a utilizar nas distintas zonas constituintes de um aterro

De modo nenhum, em parte alguma do aterro poderão ser utilizados solos dos tipos considerados como S1 ou mesmo dos solos CH, MH ou CL, considerados como S2. Por maioria de razão não se aplicam solos orgânicos (OH ou OL).

Segundo o CE das EP, 1998, a parte superior dos aterros , terá uma espessura entre 40 o 85 cm. Devem utilizar-se os solos com melhores características geotécnicas. De preferência, esses materiais devem satisfazer simultaneamente as classes S2, S3, S4 e S5, e os grupos A-1, A2 e A3 da Classificação Rodoviária.

No seguinte quadro apresenta-se as recomendações do projectista para as principais características que devem apresentar os materiais a utilizar na Parte Superior do Aterro (PSA).

	SOLOS A APLICAR NA PARTE SUPERIOR DO ATERRO
Classificação para Fins Rodoviários	A-1-a / A-1-b / A-2-4 / A-2-5 / A-2-6
Dimensão máxima das partículas	≤ 75mm
Percentagem passada no peneiro #200 (0,074mm)	≤ 35%
Limite de Liquidez	-
Índice de Plasticidade	≤ 12%
Equivalente de areia	≥ 20%
Azul de metileno	≤ 3%
Índice CBR (a 95% da compactação relativa e teor óptimo em água)	≥ 10%
Expansibilidade no CBR	≤ 1,5%

Quadro 4-93. Recomendações do projectista para os solos a aplicar na Parte Superior do Aterro (PSA).

Os solos de alteração são todos classificados como de classe S3, SM segundo a classificação unificada ASTM e dentro dos grupos A-1 e A-2 da classificação Rodoviária (sempre com índice de grupo de “0”), podendo ser aplicados nos corpos, partes superiores e partes inferiores dos aterros. Estes materiais podem ser utilizados para construir aterros tipo solo.

Das rochas constituídas por quartzitos, tonalitos, xistos, corneanas, micaxistos e gnaisses, poderá resultar material do tipo solo-enrocamento, quando o seu grau de alteração seja de W4-W5. No caso de os mesmos se encontrarem praticamente sãos (W2-W3), poderá obter-se material para pedraplenos.

Da unidade M_{O-MX} não se tem amostras, já que não realizaram prospecções nesta zona (por falta de autorização por parte dos proprietários dos terrenos). Como se trata de uma rocha xistosa foi considerado com propriedades idênticas à unidade M_{O-C+M}.

O valor de resistência à compressão simples dos micaxistos (M_{O-C+M}) varia entre 27 e 37MPa o que significa que se trata de rochas de menor qualidade que costumam produzir, depois do desmonte, granulometrias muito extensas e descontinuas (correntemente designadas por materiais do tipo solo-enrocamento) que exigem, normalmente durante o processo de desmonte e simultaneamente com os meios mecânicos de escavação, a utilização de outro tipo de equipamentos, nomeadamente martelos hidráulicos pesados e eventualmente explosivos.

Foi analisado o potencial evolutivo destes materiais a partir de ensaios Slake Durability, os quais apresentam uma durabilidade média-alta, ou alta (no caso da rocha sã), com valores compreendidos entre 96 e 99, não existindo nenhum problema para a sua reutilização.

Group Name	% Retained after One 10-min Cycle (Dry Weight Basis)	% Retained after Two 10-min Cycles (Dry Weight Basis)
Very high durability	>99	>98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	<60	<30

Quadro 4-94. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)

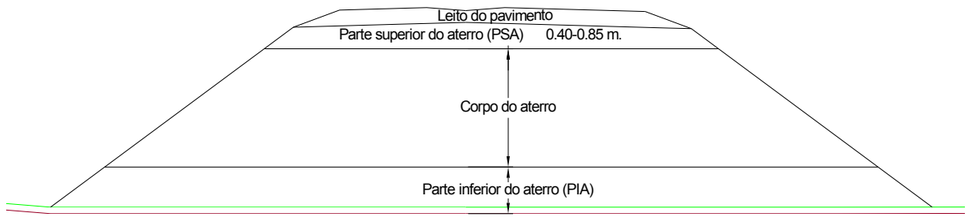
O seguinte quadro sintetiza o aproveitamento previsto para as formações que serão intervencionadas em escavação:

MATERIAIS	GRAU DE ALTERAÇÃO (W1-W5)	APROVEITAMENTO PREVISTO
Solo residual	-	PIA, Corpo do Aterro e PSA
M_{O-MX}, M_{O-C+M} e $Q_{D/T}$ Micaxistos, xistos quartzo-feldespáticos, quartzodioritos e/ou tonalitos	W4-W5	Solo-enrocamento
	W2-W3	Pedrapleno
		Tout-venant em pavimentação (após britagem)

PIA: Parte Inferior do Aterro
PSA: Parte Superior do Aterro

Quadro 4-95 Aproveitamento de materiais

De seguida, é apresentado um croqui, onde se distinguem as diferentes partes que constituem um aterro



PIA: Parte Inferior do Aterro
PSA: Parte Superior do Aterro

Figura.4-107 Reutilização de materiais

No quadro seguinte apresentam-se as percentagens de aproveitamento previstos para cada uma das escavações:

Escavação	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	REUTILIZAÇÃO		
				$H_{máx}$ (m)	P.K.		ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO
1	0+000	0+850	850	6,20	0+360	$Q_{D/T}$:(residual), $Q_{D/T}$ (w5-4)	95% aterro tipo solo	5% Solo-enrocamento	-
2	3+145	3+790	645	6,83	3+595	$Q_{D/T}$:(residual), $Q_{D/T}$ (w5-4)	75% aterro tipo solo	25% Solo-enrocamento	-
3	4+655	4+720	65	1,80	4+690	$Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	0% Solo-enrocamento	-
4	4+880	5+305	425	8,30	5+025	M_{O-C+M} (residual), (w5-4), (w3-2): xistos quartzo-feldspáticos, corneanas e anfibolitos / $Q_{D/T}$ (residual) (w5-4) (w3-2) quartzodioritos e tonalitos	35% aterro tipo solo	50% Solo-enrocamento	15% pedrapleno
5	5+450	5+725	275	8,70	5+546	M_{O-C+M} (residual) M_{O-C+M} (w5-4) M_{O-C+M} (w3-2)	30% aterro tipo solo	52% Solo-enrocamento	18% pedrapleno
6	5+830	5+930	100	3,10	5+885	M_{O-C+M}:(residual) M_{O-C+M} (w5-4)	85% aterro tipo solo	15% Solo-enrocamento	-
7	6+085	6+160	75	2,40	6+135	M_{O-C+M}:(residual) M_{O-C+M} (w5-4)	100% aterro tipo solo	-	-
8	6+230	6+780	550	8,30	6+570	M_{O-C+M} (residual), M_{O-C+M} (w5-4), M_{O-C+M} (w3-2)	29% aterro tipo solo	51% Solo-enrocamento	20% pedrapleno
9	6+815	6+950	135	2,70	6+900	M_{O-C+M}:(residual) M_{O-C+M} (w5-4)	80% aterro tipo solo	20% Solo-enrocamento	-

Escavação	P.K. INÍCIO	P.K. FINAL	Comp. (m)	Altura max. EIXO (m)		FORMAÇÃO AFECTADA	REUTILIZAÇÃO		
				$H_{máx}$ (m)	P.K.		ATERRO	SOLO-ENROCAMENTO	PEDRAPLENO
10	7+210	7+280	70	1,70	7+240	M_{O-C+M} (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
11	7+320	7+430	110	4,53	7+475	M_{O-C+M}:(residual) M_{O-C+M} (w5-4)	25% aterro tipo solo	75% Solo-enrocamento	-
12	7+665	7+965	300	7,50	7+900	M_{O-C+M} (residual), M_{O-C+M} (w5-4), M_{O-C+M} (w3-2)	37% aterro tipo solo	55% Solo-enrocamento	8% pedrapleno
13	8+225	8+325	100	3,51	8+270	M_{O-C+M}:(residual) M_{O-C+M} (w5-4)	95% aterro tipo solo	5% Solo-enrocamento	-
14	8+395	8+455	60	3,80	8+415	M_{O-MX} (residual), M_{O-MX} (w5-4)	90% aterro tipo solo	10% Solo-enrocamento	-
15	8+720	8+795	75	4,40	8+765	M_{O-MX} (residual), M_{O-MX} (w5-4)	90% aterro tipo solo	10% Solo-enrocamento	-
16	8+835	9+010	175	9,10	8+930	M_{O-MX} (residual), M_{O-MX} (w5-4), M_{O-MX} (w3-2)	35% aterro tipo solo	55% Solo-enrocamento	10% pedrapleno
17	9+215	9+630	415	4,80	9+295	M_{O-MX} (residual) M_{O-MX} (w5-4) / M_{O-C+M} (residual) M_{O-C+M} (w5-4)	90% aterro tipo solo	10% Solo-enrocamento	-
18	9+705	10+360	655	12,16	9+980	M_{O-C+M} (residual), M_{O-C+M} (w5-4), M_{O-C+M} (w3-2)	35% aterro tipo solo	50% Solo-enrocamento	15% pedrapleno
19	12+405	13+405	1000	7,00	12+990	G_N (residual), G_N (w5-4) / Q_{XP}	35% aterro tipo solo	65% Solo-enrocamento	-
20	13+670	14+595	925	5,40	13+875	G_N (residual), $Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
21	15+070	15+130	60	0,50	15+090	$Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
22	18+945	19+010	65	0,30	18+960	$Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
23	20+445	20+585	140	3,10	20+510	$Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
24	21+415	21+445	30	0,20	21+430	$Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
25	21+665	21+700	35	0,20	21+680	$Q_{D/T}$ (residual)	100% aterro tipo solo	-	-
26	22+020	22+130	110	0,20	22+060	$Q_{D/T}$ (residual) / Q_{XP}	100% aterro tipo solo	-	-
27	22+215	22+358	143	0,40	22+310	$G_{D/T}$ (residual), Q_{XP}	100% aterro tipo solo	-	-

Quadro 4-96. Reutilização de materiais procedentes das escavações projectadas

Os materiais afectados pelo traçado procedentes das escavações, podem ser utilizados para a execução de terraplenos, com material tipo solo (resultante de níveis de alteração), tipo solo-enrocamento (rocha alterada W4-W5) e tipo pedrapleno (rocha sana W2-W3).

As escavações a realizar fornecerão 2.136.385,36 m^3 (1.126.746,98 m^3 para Solo e solo-enrocamento e 1.009.638,38 m^3 para pedrapleno). Este volume é obtido das escavações do lanço. Como já se referiu anteriormente, o volume total necessário para construir os aterros será de 2.614.599,34 m^3, pelo que o lanço é claramente deficitário de material. São necessários 478.213,97 m^3 adicionais, que terão de ser fornecidos de zonas de empréstimos ou de pedreiras próximas ao lanço.

Todas as pedreiras inventariadas podem fornecer material para esta utilização. Pela proximidade, e pelas características do material e das instalações recomenda-se trazer os materiais das pedreiras PE-E01 Monte das Flores o PE-E02 Dianabritas, situadas a 10 e 12km do lanço, respectivamente.

4.6.8.2. Leito do Pavimento

O leito do pavimento é a última camada constituinte do aterro, que se destina essencialmente a conferir boas condições de fundação ao pavimento, não só do ponto de vista das condições de serviço, mas também das condições de colocação em obra, permitindo uma fácil e adequada compactação da primeira camada do pavimento, e garantindo as condições adequadas ao tráfego de obra.

Os materiais a utilizar na construção do leito do pavimento deverá cumprir as seguintes especificações, segundo o CE das EP, 1998:

	SOLOS A APLICAR NO LEITO DE PAVIMENTO
Dimensão máxima das partículas	≤ 75mm
Percentagem passada no peneiro #200 (0,074mm)	≤ 20%
Limite de Liquidez	≤ 25%
Índice de Plasticidade	≤ 6%
Equivalente de areia	≥ 25-30%
Azul de metileno	≤ 2%
Índice CBR (a 95% da compactação relativa e teor óptimo em água)	≥ 10%
Expansibilidade no CBR	≤ 1,5%
Percentagem de matéria orgânica	0%

Quadro 4-97 Características dos materiais a utilizar no leito do pavimento, CE das EP (1998)

Como recomendação do projectista propõe-se para esta camada a utilização de solos A-1-a / A-1-b / A-2-4, segundo a Classificação para Fins Rodoviários.

De modo nenhum, nesta parte do aterro poderão ser utilizados solos dos tipos considerados como S1 ou mesmo dos solos CH, MH ou CL, considerados como S2. Por maioria de razão não se aplicam solos orgânicos (OH ou OL).

Na regularização de escavações em rocha e em pedraplenos e aterros em solo-enrocamento o leito do pavimento será construído obrigatoriamente por materiais com as características de materiais granulares com as seguintes especificações:

Materiais	CARACTERÍSTICAS						
	Granulometria		L.L	I.P	E.A	VAc	L.A
GRANULARES NÃO BRITADOS	*PENEIRO ASTM*	*% ACUMULADA DO MATERIAL QUE PASSA*	≤ 25 %	≤ 6%	≥ 30%	≤ 35 Para E.A <30%	≤45%
	75,0 mm (3) *63,0 mm (2 1/2)* *4,75 mm (nº 4)* *0,075 mm (nº 200)*	*100* *90 - 100* *35 - 70* *0 - 12*					
	0,075 mm (nº 200)	*<5*	L.A ≤45%, desde que FR<7 e ALT>20.				

L.L: limite de liquidez

I.P: Índice de plasticidade

E.A: Equivalente de areia

L.A: percentagem de desgaste na máquina de Los Angeles (Gran. E);

VAc= Valor de azul-de-metileno corrigido

Quadro 4-98 Características dos materiais granulares não britados

<table>
<tr><th rowspan="2">Materiais</th><th colspan="6">CARACTERÍSTICAS</th></tr>
<tr><th colspan="6">Granulometria</th></tr>
<tr><td rowspan="3">GRANULARES BRITADOS</td><td colspan="6">A granulometria, de tipo contínuo, 0/31,5mm da categoria GB e deve integrar-se, em princípio, no seguinte fuso:
<table>
<tr><th>Dimensão dos peneiros de referência</th><th>Referência Normativa</th><th>Unid.</th><th colspan="2">Fuso granulométrico</th></tr>
<tr><td>40</td><td rowspan="10">EN 13285
NP EN 933-2</td><td rowspan="10">mm</td><td></td><td>100</td></tr>
<tr><td>31,5</td><td>D</td><td>80-99</td></tr>
<tr><td>22,4</td><td></td><td>-</td></tr>
<tr><td>16</td><td>A</td><td>63-77</td></tr>
<tr><td>8</td><td>B</td><td>43-60</td></tr>
<tr><td>6,3</td><td></td><td>-</td></tr>
<tr><td>5,6</td><td></td><td>-</td></tr>
<tr><td>4</td><td>C</td><td>30-52</td></tr>
<tr><td>2</td><td>E</td><td>23-40</td></tr>
<tr><td>1</td><td>F</td><td>14-35</td></tr>
<tr><td>0,5</td><td>G</td><td>10-30</td></tr>
<tr><td>0,25</td><td></td><td>-</td></tr>
<tr><td>0,125</td><td></td><td>-</td></tr>
<tr><td>0,063</td><td></td><td>2-7</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>Percentagem de partículas esmagadas</td><td>Teor de finos</td><td>Forma das Partículas</td><td>Resistência ao atrito</td><td>L.A</td><td>Finos (% 0.063>3%)</td></tr>
<tr><td>C90/3</td><td>F_7</td><td>FI35</td><td>$M_{DE}50$</td><td>LA40
LA50 em granitos</td><td>EA =SE≥35</td></tr>
</table>

Quadro 4-99 Características dos materiais granulares britados

Caso o aterro seja executado com material do tipo solo-enrocamento ou pedrapleno, sobre o material disposto como PSA, será necessário executar uma camada de leito do pavimento com material pétreo, de espessura não inferior a 15 cm.

Em pedraplenos e aterros em solo-enrocamento, o leito do pavimento será construído obrigatoriamente por materiais granulares não britados ou materiais granulares britados.

Quando as condições técnico-económicas e ambientais o justifiquem, podem ainda ser utilizados solos tratados com cimento ou com cal e/ou cimento.

O reperfilamento da superfície do leito do pavimento no extradorso das curvas com sobreelevação será construído com materiais granulares com características de sub-base.

Por outro lado, caso o aterro se execute com material tipo solo, sendo este solo do tipo S3, será necessário executar uma camada de leito do pavimento com solo tratado tipo ST2, de 25 cm de espessura mínima.

CORPO DO ATERRO		LEITO DO PAVIMENTO
Tipo	Classe	
Solo	S-2	40 cm ST_2
	S-3	25 cm ST_2
	S-4	-
Solo-enrocamento ou pedrapleno	-	15 cm material pétreo

Quadro 4-100 Camada de leito do pavimento em função do tipo de material constituinte do corpo do aterro

Classe de solo	Tipo de material	Características
ST_1	Solo tratado com cal	CBR inicial > 8%
ST_2	Solo tratado com cimento (eventualmente também com cal)	CBR inicial > 15% Rcu. (28 dias) > 2,0 Mpa (2)

Rcu (28 dias) resistência à tracção em compressão/diametral aos 28 dias

(1) tratamento *in situ*

(2) valor que pode ser obtido em diversos casos com 1 a 2 % de cal e 4 a 6 % de cimento

Quadro 4-101 Classes de solos tratados

Materiais		CARACTERÍSTICAS		
		Características solo a tratar com cal/cimento		Características solo tratado com cal/cimento
SOLOS TRATADOS COM CAL		% de material passada no peneiro nº 200 ASTM	≤85	- Percentagem de cal, mínima 4% - Limite de liquidez, máximo 25% - Índice de plasticidade, máximo 6% - Expansão relativa, máxima 0,3% - CBR >20 - CBR/CBRi ≥1
		Índice de plasticidade	≥20%	
		% sulfatos expressa em SO_3	≤0,2	
		% em matéria orgânica	≤2	
		CBR imediato (95% Proctor Normal e Want)	≥5	
SOLOS TRATADOS COM CIMENTO	Misturado em central	Dmáx	50 mm	Características de **curto prazo**: - Rc>1,0 MPa - Resistência à imersão em idades jovens: Se VA≤0,5 Rci/Rc60≥0,80 Se VA>0,5 Rci/Rc60≥0,60 Características de **longo prazo** (aos 28 ou 90 dias respectivamente para os cimentos do tipo I ou II): - Resistência à compressão diametral ≥0,25 MPa - Resistência à compressão simples ≥2,0 MPa
		% de material passada no peneiro nº 200 ASTM	≤35	
		Índice de plasticidade	≤12%	
	Misturado "in situ"	Dmáx	100 mm	
		Índice de plasticidade	≤12%	

Quadro 4-102 Características dos solos tratados com cal e ou cimento

Com os dados disponíveis dos ensaios de laboratório, os materiais escavados no lanço são de boas características geotécnicas para sua utilização como leito de pavimento (tanto material granular sobre solo-enrocamento ou pedrapleno, como solo tratado ST2 sobre solo).

Devido ao deficit de material que temos neste lanço, o leito de pavimento executar-se-á com materiais procedentes de pedreiras ou empréstimos. Pela proximidade e pelas características do material e das instalações recomenda-se trazer os materiais das pedreiras PE-E01 Monte das Flores ou PE-E02 Dianabritas, situadas a 10 e 12km do lanço, respectivamente. Como actualmente não se dispõe de ensaios de laboratório dessas pedreiras, é conveniente analisar o material para comprovar a sua aptidão para este uso.

Os materiais para pavimento deverão proceder de centrais de aglomerados, próximas ao lanço. A mais próxima é a denominada CB-E03 Mauricio LTO, situada em Évora, a 10 km do lanço.

4.6.8.3. Aterros Técnicos

Os materiais a utilizar na sua construção deverão satisfazer as mesmas especificações que os materiais para o leito do pavimento e solos tratados com cal e/ou cimento.

Exceptuam-se os casos das estruturas enterradas de pequeno diâmetro, desde que a altura do aterro sobre a estrutura não seja inferior a três vezes "d" (diâmetro ou lado), em que poderão ser utilizados em alternativa os materiais das classes S2, S3, S4 e S5.

5. FUNDAÇÃO DE ESTRUTURAS

Neste capítulo analisam-se as condicionantes geotécnicas relativas à fundação das estruturas projectadas no lanço E.

5.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO

A análise das fundações deve ter como base o estudo geológico–geotécnico, que define a natureza e a litoestratigrafia do terreno, as propriedades das camadas existentes na zona de influência das fundações e o nível freático em cada ponto.

Neste capítulo determina-se a tensão de assentamento, e a partir dela a tensão admissível nos apoios previstos para as estruturas projectadas. A determinação desta pressão de assentamento é importante, pois uma fundação deficiente supõe assentamentos importantes, acompanhados geralmente de rotação ou inclusive inclinação da estrutura sustentada.

5.1.1. Fundação superficial

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL NO SOLO

Inicialmente, as fórmulas propostas partiam de excessivas simplificações e não contemplavam diferentes situações que, na realidade, acontecem com relativa frequência. É o caso do cálculo da tensão de assentamento considerado por Terzaghi em 1943, em que para uma sapata contínua a razão largura/comprimento seja próxima de 0.

Posteriormente, autores como Meyerhoff (1963), Hansen (1970) e Vesic (1975) propuseram diversas equações gerais de capacidade de carga, que contemplavam a possibilidade de distintas geometrias para as sapatas, cargas aplicadas com uma determinada inclinação, a influência da profundidade da fundação, etc.

A forma geral desta equação é:

$$q_h = c \cdot N_c \cdot + \frac{1}{2} B' \gamma'_H \cdot N_\gamma \cdot + \sigma'_D \cdot N_q \cdot$$

onde:

qh: tensão de assentamento
c: coesão do terreno
B': largura efectiva da fundação
γ'H: peso específico do terreno abaixo da sapata
σ'D: sobrecarga do terreno a nível da
Nc, Nγ, Nq: factores adimensionais de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito

Uma vez conhecida a tensão de assentamento ou rotura do terreno, estabelece-se a tensão de trabalho ou admissível dividindo aquela por um coeficiente de segurança global:

$$q_{adm} = q_h / F.S.$$

O factor de segurança deve ser no mínimo 3, se bem que nas situações em que se conhece com precisão a resistência do terreno e as cargas a aplicar, podem justificar-se valores um pouco menores.

As teorias mais recentes tendem a estimar os assentamentos, e a partir deles a q_{adm} por integração de deformações elásticas. O cálculo de assentamentos com o módulo elasticidade deve realizar-se com o auxílio da hipótese de cálculo seguinte: a distribuição de tensões por baixo da fundação é independente da possível heterogeneidade do terreno; é aplicável a solução de distribuição de tensões correspondente ao semi-espaço homogéneo e isótropo de Boussinesq. As fórmulas analíticas que permitem o cálculo dos movimentos da fundação foram pensadas para terrenos homogéneos pelo que o seu uso no caso de terrenos heterogéneos pode fazer-se após calcular-se o valor médio equivalente do módulo de elasticidade.

Apresenta-se a seguir a fórmula empregada para uma área rectangular:

$$s = \frac{V(1-\upsilon^2)}{1{,}25E\sqrt{BL}}$$

$L / B \leq 5$

sendo:

V Resultante vertical das acções

E Módulo de elasticidade

υ Módulo de Poisson do terreno

B Dimensão menor

L Dimensão maior

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE MOLA.

Para a determinação do coeficiente de mola nas passagens inferiores, foi seguida a metodologia do curso aplicado de fundações por Terzaghi e outros autores.

A seguir apresentam-se os valores de K_{30} e a metodologia de cálculo utilizada.

Valores K_{30} propostos por :			
Terzagui		Diversos autores	
Solo	K_{30} (MN/m^3)	Solo	K_{30} (MN/m^3)
Areia seca ou húmida		Areia fina de praia	9,8-14,7
Solta	6,27-18	Areia solta, seca ou húmida	9,8-29,41
Média	18,82-94,14	Areia média, seca ou húmida	29,41-88,25
Compacta	94,14-313,81	Areia compacta, seca ou húmida	88,25-196,133
		Cascalho arenoso solto	39,22-78,45
Areia submergida		Cascalho arenoso compacto	88,25-245,16
Solta	7,84	Seixos arenosos soltos	68,65-117
Média	24,51	Seixos arenosos compactos	117-294
Compacta	98	Margas argilosas	196-392
		Rochas brandas ou pouco alteradas	294-4900
Argila		Rochas sãs	7845-294199
qu=9,8-19,61 MN/m^3	15,7-31,38		
qu=19,61-39,22 MN/m^3	31,38-62,7		
qu=39,22 MN/m^3	>62,7		

Quadro 5-1: Valores de K30

-

Para sapatas quadradas de largura b(m) Terzaghi (1955) sugeriu extrapolar os valores K_{30} através das expressões seguintes.

$$K = K_{30}\frac{0{,}30}{b} \text{ Solos coesivos}$$

$$K = K_{30}\left(\frac{b+0{,}30}{2b}\right)^2 \text{ Solos granulares}$$

e para as sapatas rectangulares b x l

$$K' = \frac{2}{3}K\left(1+\frac{b}{21}\right)$$

5.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

5.2.1. Características de resistência e deformabilidade de areias e argilas em função do resultado dos ensaios de penetração standard (SPT)

As correlações entre o NSPT e as propriedades do solo e rochas brandas são totalmente empíricas e depende da informação de uma base de dados internacional. Estas correlações não podem considerar-se totalmente exactas nalguns casos, porque o SPT não é completamente standard em todo o globo e por conseguinte é importante que os utilizadores do SPT e dos dados que proporciona, tenham presente os factores que controlam o ensaio que se podem resumir assim: variações que existem nos equipamentos de ensaio; a perturbação criada no momento da sondagem e o tipo de solo em que se introduz o amostrador.

Dado que os valores de SPT que se introduzem na **Figura 5-1**.a são valores corrigidos de NSPT, para poder obter-se o módulo de deformação e a resistência à compressão simples, há que corrigi-los antes de introduzi-los na referida figura.

As correcções que se fazem são as seguintes:

1. Energia transmitida às varas

Nesta correcção tem-se em conta as perdas de energia do conjunto de percussão devidas ao atrito e a outros efeitos parasitas que têm como consequência que a velocidade da massa (do pilão) no momento do impacto seja inferior à velocidade em queda livre. Outras perdas de energia são devidas ao impacto sobre a bigorna, dependendo da sua massa e de outras características. O tipo de máquina, a experiência do sondador e outros factores que afectam a energia transmitida as varas guia.

Para o cálculo geral e para as comparações em areias, os valores de N devem-se ajustar à relação de energia de referência de 60% através da seguinte expressão.

$$N60 = \frac{(ERr)}{60}\cdot N$$

Onde:

-N é o número de pancadas contadas

-ERr é a relação de energia do equipamento específico, cujo valor assumido para o cálculo é ER_r=60%.

2. Perdas de energia devido ao comprimento das varas

Se o comprimento das varas for menor que 10m, reduz-se a energia que chega ao amostrador, e devem-se aplicar os factores de correcção que se indicam na **Quadro 5-2**

Comprimento das varas abaixo do corpo	factor de correcção
(m)	λ
>10	1
6 a 10	0,95
4 a 6	0,85
3 a 4	0,75

Quadro 5-2 Factores de correcção devidos ao comprimento do conjunto das varas

3. Repercussão da pressão de sobrecarga em areias

Pode-se ter em conta a repercussão da pressão de sobrecarga sobre o valor N_{SPT}, relativo ao índice de densidade, I_D aplicando ao valor medido de N_{SPT} a correcção C_N que se apresenta na **Quadro 5-3**

Tipo de areia	Índice de densidade, I_D(%)	C_N
Normalmente consolidado	40 a 60	$\frac{200}{100+\sigma_v}$
	60 a 80	$\frac{300}{200+\sigma_v}$
Sobreconsolidado		$\frac{170}{70+\sigma'_v}$

Quadro 5-3 Factores de correcção devidos à pressão de sobrecargas.

σ'_V =kPa

Para uma pressão real de sobrecarga de 100kPa, σ'_V =1 e, neste caso, o valor de N define-se como valor normalizado N_1.

Não deverão aplicar-se valores de correcção, C_N, superiores a 2 e, preferencialmente, a 1.5.

Quando o ensaio é realizado acima do nível freático, tanto nas areias como nas argilas, aplicar-se-ão as correcções baseadas na energia transmitida pelas varas, perdas de energia devido ao comprimento das varas e pressão de sobrecarga segundo o Eurocódigo 7, como mostra a seguinte equação:

$$N60 = \frac{(ERr)}{60} \cdot \lambda \cdot C_N$$

Onde:

- λ é o factor de correcção das perdas de energia devido ao comprimento das varas.
- C_N é o factor de correcção devido à pressão efectiva de sobrecarga em areias.

Na aplicação das correcções, pode-se observar que a maioria delas é para solos arenosos e não argilosos. Contudo, destaca-se que, não se tendo ainda alcançado um acordo geral sobre a utilização do SPT em solos argilosos, em princípio, o uso destas correlações em argilas dever-se-á limitar a uma evolução qualitativa do perfil de solo ou a uma estimação qualitativa das suas propriedades resistentes. No entanto, segundo o Eurocódigo 7 por vezes pode-se utilizar em sentido quantitativo, quando as condições locais são conhecidas pelos geólogos que supervisionaram a campanha geotécnica e quando é possível estabelecer directamente uma correlação com outros ensaios apropriados, como é o caso no presente trabalho.

Uma vez corrigidas as pancadas SPT determinam-se os parâmetros de cálculo através do **Figura 5-1:**

No referido ábaco estão representadas no lado esquerdo, as condições de resistência e deformabilidade em argilas e no lado direito, estão representados o ângulo de atrito e o módulo de deformação para areias.

Os valores que se obtêm no **Figura 5-1** são parâmetros que se deverão utilizar com cuidado, uma vez que se trata de estimativas.

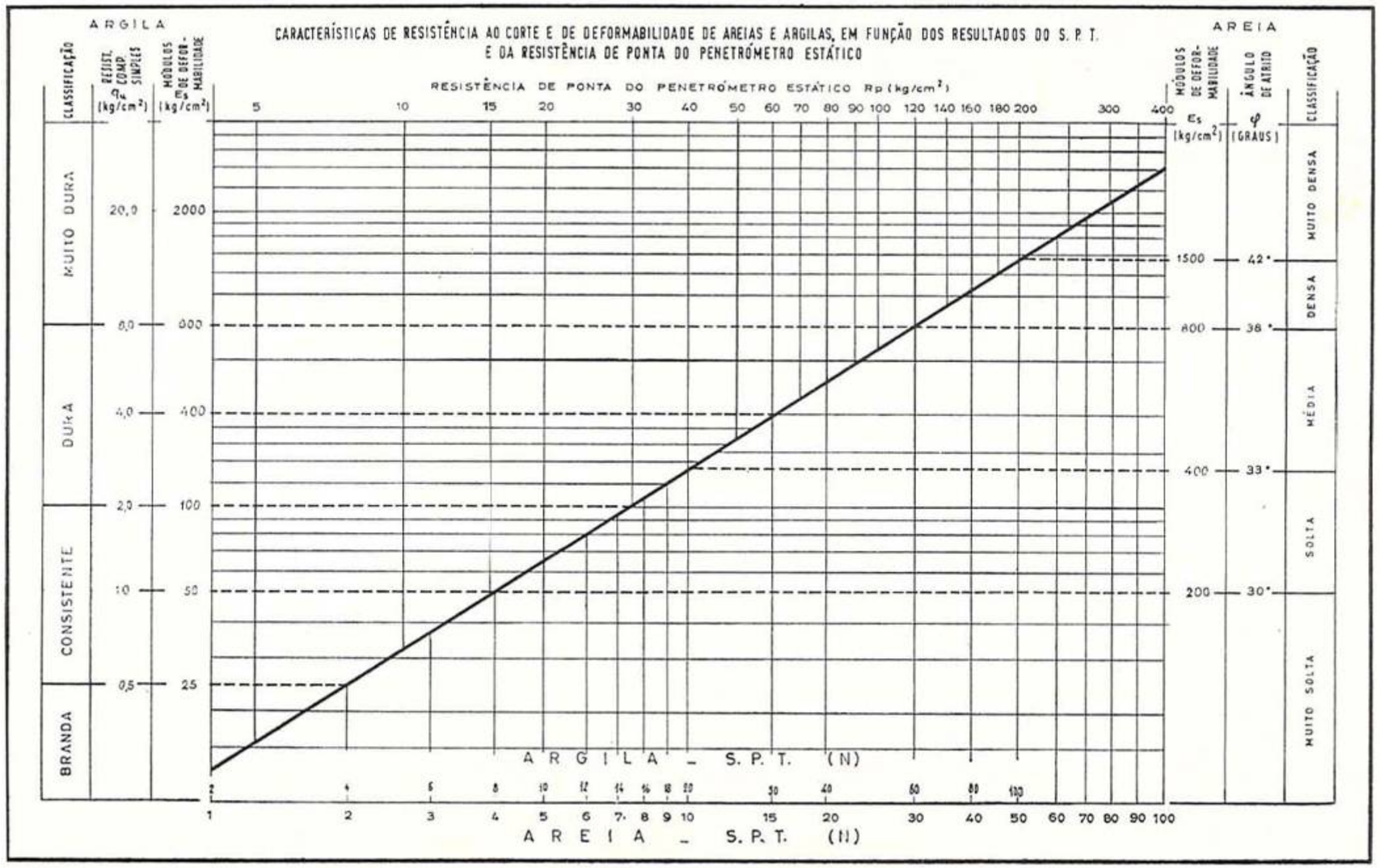


Figura 5-1 : Características de resistência e deformabilidade de areias e argilas em função do resultado dos ensaios de penetração standard.

Os parâmetros geotécnicos para o calculo de fundação de estruturas estão de acordo com o capitulo 3.5.2

5.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS

5.3.1. Execução de taludes de escavação

Para construir fundações superficiais de pilares a meia encosta, é necessário que se cumpram os seguintes requisitos.

Na **Figura 5-2** inclui-se um esquema de uma situação típica onde se indicam algumas disposições construtivas recomendáveis. As escavações em materiais soltos (terra vegetal, coluviões e em zonas de grande alteração da rocha de apoio) devem executar-se com taludes suaves. A caixa de fundação na rocha de apoio (ou solo firme) deve ser, no entanto, o mais vertical possível. A betonagem da sapata deve fazer-se contra os taludes desta escavação.

As fundações devem projectar-se de maneira a que se apoiem num terreno de certa qualidade, a qual deverá ser confirmada durante a fase de execução. Deve manter-se uma folga (distância suficiente) entre o bordo externo da fundação e o talude da encosta. Recomenda-se que a distância de segurança seja pelo menos igual à largura total da fundação (R ≥ B). A parte dessa folga que corresponda a rocha (ou solo firme) de qualidade semelhante à base de apoio deverá ser sempre maior que 2 m. É conveniente que, após a construção, a fundação fique coberta com terras.

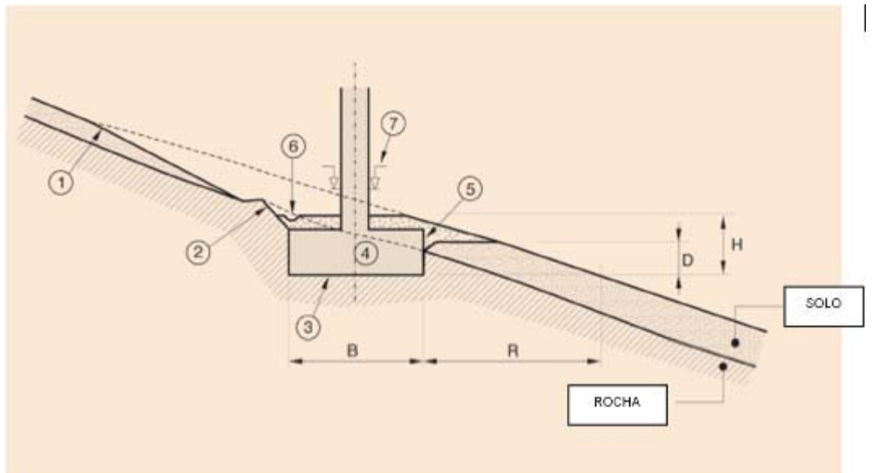


Figura 5-2 Esquema de fundação superficial de um pilar a meia encosta.

1. Zona de escavação em solos
2. Zona de escavação em rocha
3. Escavação da caixa de fundação
4. Sapata de apoio
5. Protecção da sapata
6. Valetas de pé de talude
7. Auscultação

B Largura de fundação
H Altura de escavação
R Folga horizontal
D Encaixe em rocha

As escavações em solos (ou materiais ripáveis) devem ser feitas com taludes suaves. A título orientativo, recomenda-se não ultrapassar os valores da **Quadro 5-4** quando as condições hidrogeológicas são favoráveis.

ALTURA (m)	TALUDE MÁXIMO(m)
<5	1V:1H
5-10	1V:1,5H
>10	1V:1,7H

Quadro 5-4 Taludes recomendados para as escavações das fundações superficiais de um pilar a meia encosta.

As escavações em rocha para conceber a caixa de fundação devem realizar-se preferencialmente sem explosivos, de modo a não danificar a rocha de apoio. No caso de se utilizarem explosivos, determinar-se-ão técnicas de pré-corte que evitem ao máximo danos na rocha envolvente (que não se escava).

As escavações locais em rocha, necessárias para encaixar a sapata de fundação, devem realizar-se com taludes os mais verticais possíveis. De modo orientativo mencionam-se os seguintes:

Em rocha: 2V:1H. Por cima do encaixe da sapata.
5V:1H ou vertical. Na zona de encaixe da sapata.

Se estes taludes não forem estáveis segundo as estimativas do Projecto, tomar-se-ão as medidas de contenção necessárias, como por exemplo, através de gunitagem e pregagens ou inclusive, se necessário, através da construção de muros de ancoragem. Em rochas rapidamente meteorizáveis (como por exemplo, margas), reduzir-se-á o tempo que decorre entre a escavação e a betonagem, em função da celeridade do fenómeno que se observe nas primeiras escavações e, todavia, evitar-se-á a presença de água em excesso.

Os produtos de escavação devem ser transportados para os vazadouros licenciados. Não é conveniente sobrecarregar as vertentes com os produtos sobrantes da escavação, porque alteram o relevo e reduzem a estabilidade natural das mesmas.

5.4. CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES DAS OBRAS DE ARTE

Os cálculos das fundações foram realizados segundo a metodologia referida no Capitulo 5.1.1. De seguida apresentam-se exemplos da aplicabilidade das expressões consideradas para o cálculo das tensões admissíveis e do coeficiente de mola para cada formação.

O calculo das fundações de cada uma das obras de arte está incluída em cada um dos projectos de execução especifico para cada estrutura (relatório Geológico-Geotécnico)

5.4.1. Passagens superiores – Porticos- Viadutos

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO SUPERFICIAL EM SOLO

5.4.1.1. Unidade QD/T

Para mostrar a aplicação da expressão da tensão admissível na unidade Quarzodioritos e Tonalitos, nos basearemos na PS 00.01.

Para o cálculo da tensão admissível foram considerados os parâmetros correspondentes a esta unidade, que se apresentam no quadro seguinte:

Litologia	c(kPa)	ϕ(º)	γ'H (kN/m^3)	E(Mpa)
QD/T (Solo Residual)	10	32-35	19	80-150
QD/T (W4-W5)	30-63	35-44	27	150-245

Quadro 5-5 Parâmetros de cálculo para a fundação

Uma vez conhecidos os parâmetros de cálculo e aplicando a equação geral, obtém-se a tensão de rotura. A equação geral é a seguinte:

$$q_h = c \cdot N_c \cdot + \frac{1}{2} B' \gamma'_H \cdot N_\gamma \cdot + \sigma'_D \cdot N_q \cdot$$

onde:

q_h: tensão de rotura
c: coesão do terreno
B': largura efectiva da fundação
γ'_H: peso específico do terreno abaixo da sapata
σ'_D: sobrecarga do terreno a nível da
N_c, N_γ, N_q: factores adimensionais de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito

Uma vez conhecida a tensão de rotura ou rotura do terreno, estabelece-se a tensão de admissível, dividindo aquela, por um coeficiente de segurança global:

$$q_{adm} = q_h / F.S.$$

No **Quadro 5-6** apresentam-se as tensões de rotura e as tensões admissíveis obtidas para cada um dos encontros e para o pilar estudado, aplicando a equação geral:

FUNDAÇÃO	APOIO	B´(m)	L(m)	D(m)	σ'D(kPa)	qh(kPa)	F.S.*	qadm(kPa)
DIRECTA	Encontro 1	3	15	2	38	3550	3	1183
		4	15	2	38	3960	3	1320
		5	15	2	38	4260	3	1420
		4	4	2	38	4750	3	1583
		5	5	2	38	4980	3	1660
		6	6	2	38	5230	3	1743
	Pilar Central	3	15	2	38	3550	3	1183
		4	15	2	38	3960	3	1320
		5	15	2	38	4260	3	1420
		4	4	2	38	4750	3	1583
		5	5	2	38	4980	3	1660
		6	6	2	38	5230	3	1743
	Encontro 2	3	15	2	38	3550	3	1183
		4	15	2	38	3960	3	1320
		5	15	2	38	4260	3	1420
		4	4	2	38	4750	3	1583
		5	5	2	38	4980	3	1660
		6	6	2	38	5230	3	1743

*F.S. =3 Situação permanente

Quadro 5-6 Cálculo de tensões admissíveis do terreno PS 00.01

Foi decidido limitar a tensão admissível, pois não se admitem assentamentos maiores de 2,5 cm, e porque não se dispõem de ensaios de laboratório que permitam determinar o comportamento real do material.

Considerados estes valores foram calculados os assentamentos esperados, segundo a equação usada para uma área rectangular:

$$s = \frac{V(1-\upsilon^2)}{1{,}25E\sqrt{BL}}$$

$$L / B \leq 5$$

Em qualquer caso, a tensão de serviço de uma fundação superficial não superará o valor de 400 Kpa, já que a estrutura não se apoia directamente em rocha de grau (W3-W2)

Os resultados destes cálculos apresentam-se no **Quadro 5-7.**

Fundação	qadm(kPa)	s<0,025
E1(4x4)	400	Sim
E1(5x5)	400	Sim
E1(6x6)	400	Sim
E1(3x15)	400	Sim
E1(4x15)	400	Sim
E1(5x15)	400	Sim
P1(4x4)	400	Sim
P1(5x5)	400	Sim
P1(6x6)	400	Sim
P1(3x15)	400	Sim
P1(4x15)	400	Sim
P1(5x15)	400	Sim
E2(4x4)	400	Sim
E2(5x5)	400	Sim
E2(6x6)	400	Sim
E2(3x15)	400	Sim
E2(4x15)	400	Sim
E2(5x15)	400	Sim

Quadro 5-7 Cálculo de assentamentos PS 00.01

Deve-se evitar a execução destes apoios sobre o nível freático, dada a possível permeabilidade dos materiais de fundação. Por este motivo devem ser realizadas medições do nível freático durante a fase de obra, verificando a possibilidade de execução de uma laje-estaca e de desviar a água que se infiltre pelo fundo.

Depois de realizar uma análise de sensibilidade para as diferentes dimensões de sapatas deve-se escolher o valor mais conservador. Devido ao limite de pressão admissível que foi imposta, a pressão admissível desta estrutura não varia em função das dimensões da sapata

5.4.1.2. Unidade Mo-c+M

Para mostrar a aplicação da expressão da tensão admissível na unidade Xistos bandados, xistos quartzo feldespáticos, corneanas e anfibolitos, nos basearemos na PS 05.01.

Para o cálculo da tensão admissível foram considerados os parâmetros correspondentes a esta unidade, que se apresentam no quadro seguinte:

Litologia	c(kPa)	ϕ(º)	γ'H (kN/m^3)	E(Mpa)
MO-C+M (Solo Residual)	10	32-35	19	80-150
MO-C+M (W4-W5)	30-50	32-34	26	150-245

Quadro 5-8 Parâmetros de cálculo para a fundação

Uma vez conhecidos os parâmetros de cálculo e aplicando a equação geral, obtém-se a tensão de rotura. A equação geral é a seguinte:

$$q_h = c \cdot N_c \cdot + \frac{1}{2} B' \gamma'_H \cdot N_\gamma \cdot + \sigma'_D \cdot N_q \cdot$$

onde:

q_h: tensão de rotura

c: coesão do terreno

B': largura efectiva da fundação

γ'_H: peso específico do terreno abaixo da sapata

σ'_D: sobrecarga do terreno a nível da

N_c, N_γ, N_q: factores adimensionais de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito

Uma vez conhecida a tensão de rotura ou rotura do terreno, estabelece-se a tensão de admissível, dividindo aquela, por um coeficiente de segurança global:

$$q_{adm} = q_h / F.S.$$

No **Quadro 5-9** apresentam-se as tensões de rotura e as tensões admissíveis obtidas para cada um dos encontros e para o pilar estudado, aplicando a equação geral:

FUNDAÇÃO	APOIO	B´(m)	L(m)	D(m)	σ'D(kPa)	qh(kPa)	F.S.*	qadm(kPa)
DIRECTA	Encontro 1	3	15	2	52	5130	3	1710
		4	15	2	52	5290	3	1763
		5	15	2	52	5480	3	1827
		4	4	2	52	4010	3	1337
		5	5	2	52	4330	3	1443
		6	6	2	52	4650	3	1550
	Pilar Central	3	15	2	52	5130	3	1710
		4	15	2	52	5290	3	1763
		5	15	2	52	5480	3	1827
		4	4	2	52	4010	3	1337
		5	5	2	52	4330	3	1443
		6	6	2	52	4650	3	1550
	Encontro 2	3	15	2	52	5130	3	1710
		4	15	2	52	5290	3	1763
		5	15	2	52	5480	3	1827
		4	4	2	52	4010	3	1337
		5	5	2	52	4330	3	1443
		6	6	2	52	4650	3	1550

*F.S. =3 Situação permanente

Quadro 5-9 Cálculo de tensões admissíveis do terreno PS 05.01

Foi decidido limitar a tensão admissível, pois não se admitem assentamentos maiores de 2,5 cm, e porque não se dispõem de ensaios de laboratório que permitam determinar o comportamento real do material.

Considerados estes valores foram calculados os assentamentos esperados, segundo a equação usada para uma área rectangular:

$$s = \frac{V(1-\upsilon^2)}{1{,}25E\sqrt{BL}}$$

$L / B \leq 5$

Em qualquer caso, a tensão de serviço de uma fundação superficial não superará o valor de 400 Kpa.

Os resultados destes cálculos apresentam-se no **Quadro 5-10.**

Fundação	qadm(kPa)	s<0,025
E1(4x4)	400	Sim
E1(5x5)	400	Sim
E1(6x6)	400	Sim
E1(3x15)	400	Sim
E1(4x15)	400	Sim
E1(5x15)	400	Sim
P1(4x4)	400	Sim
P1(5x5)	400	Sim
P1(6x6)	400	Sim
P1(3x15)	400	Sim
P1(4x15)	400	Sim
P1(5x15)	400	Sim
E2(4x4)	400	Sim
E2(5x5)	400	Sim
E2(6x6)	400	Sim
E2(3x15)	400	Sim
E2(4x15)	400	Sim
E2(5x15)	400	Sim

Quadro 5-10 Cálculo de assentamentos PS 05.01

Deve-se evitar a execução destes apoios sobre o nível freático, dada a possível permeabilidade dos materiais de fundação. Por este motivo devem ser realizadas medições do nível freático durante a fase de obra, verificando a possibilidade de execução de uma laje-estaca e de desviar a água que se infiltre pelo fundo.

Depois de realizar uma análise de sensibilidade para as diferentes dimensões de sapatas deve-se escolher o valor mais conservador. Devido ao limite de pressão admissível que foi imposta, a pressão admissível desta estrutura não varia em função das dimensões da sapata

5.4.1.3. GN

Para mostrar a aplicação da expressão da tensão admissível na unidade Gnaisses migmatíticos e graníticos, nos basearemos na PS 12.01.

Para o cálculo da tensão admissível foram considerados os parâmetros correspondentes a esta unidade, que se apresentam no quadro seguinte:

Litologia	c(kPa)	ϕ(º)	γ'H (kN/m^3)	E(Mpa)
GN (Solo Residual)	10	32-35	19	80-150
GN (W4-W5)	30-90	35-56	27	150-1500

Quadro 5-11 Parâmetros de cálculo para a fundação

Uma vez conhecidos os parâmetros de cálculo e aplicando a equação geral, obtém-se a tensão de rotura. A equação geral é a seguinte:

$$q_h = c \cdot N_c \cdot + \frac{1}{2} B' \gamma'_H \cdot N_\gamma \cdot + \sigma'_D \cdot N_q \cdot$$

onde:

q_h: tensão de rotura

c: coesão do terreno

B': largura efectiva da fundação

γ'_H: peso específico do terreno abaixo da sapata

σ'_D: sobrecarga do terreno a nível da

N_c, N_γ, N_q: factores adimensionais de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito

Uma vez conhecida a tensão de rotura ou rotura do terreno, estabelece-se a tensão de admissível, dividindo aquela, por um coeficiente de segurança global:

$$q_{adm} = q_h / F.S.$$

No **Quadro 5-12**apresentam-se as tensões de rotura e as tensões admissíveis obtidas para cada um dos encontros e para o pilar estudado, aplicando a equação geral:

CIMENTARIAM	APOIO	B´(m)	L(m)	D(m)	σ'D(kPa)	qh(kPa)	F.S.*	qadm(kPa)
DIRECTA	Encontro 1	3	15	2	52	5170	3	1723
		4	15	2	52	6200	3	2067
		5	15	2	52	6600	3	2200
		4	4	2	52	4400	3	1467
		5	5	2	52	5040	3	1680
		6	6	2	52	6290	3	2097
	Pilar Central	3	15	2	52	5170	3	1723
		4	15	2	52	6200	3	2067
		5	15	2	52	6600	3	2200
		4	4	2	52	4400	3	1467
		5	5	2	52	5040	3	1680
		6	6	2	52	6290	3	2097
	Encontro 2	3	15	2	52	5170	3	1723
		4	15	2	52	6200	3	2067
		5	15	2	52	6600	3	2200
		4	4	2	52	4400	3	1467
		5	5	2	52	5040	3	1680
		6	6	2	52	6290	3	2097

*F.S. =3 Situação permanente

Quadro 5-12 Cálculo de tensões admissíveis do terreno PS 12.01

Foi decidido limitar a tensão admissível, pois não se admitem assentamentos maiores de 2,5 cm, e porque não se dispõem de ensaios de laboratório que permitam determinar o comportamento real do material.

Considerados estes valores foram calculados os assentamentos esperados, segundo a equação usada para uma área rectangular:

$$s = \frac{V(1-\upsilon^2)}{1{,}25E\sqrt{BL}}$$

$$L / B \leq 5$$

Em qualquer caso, a tensão de serviço de uma fundação superficial não superará o valor de 400 Kpa.

Os resultados destes cálculos apresentam-se no **Quadro 5-13.**

Fundação	qadm(kPa)	s<0,025
E1(4x4)	400	Sim
E1(5x5)	400	Sim
E1(6x6)	400	Sim
E1(3x15)	400	Sim
E1(4x15)	400	Sim
E1(5x15)	400	Sim
P1(4x4)	400	Sim
P1(5x5)	400	Sim
P1(6x6)	400	Sim
P1(3x15)	400	Sim
P1(4x15)	400	Sim
P1(5x15)	400	Sim
E2(4x4)	400	Sim
E2(5x5)	400	Sim
E2(6x6)	400	Sim
E2(3x15)	400	Sim
E2(4x15)	400	Sim
E2(5x15)	400	Sim

Quadro 5-13 Cálculo de assentamentos PS 12.01

Deve-se evitar a execução destes apoios sobre o nível freático, dada a possível permeabilidade dos materiais de fundação. Por este motivo devem ser realizadas medições do nível freático durante a fase de obra, verificando a possibilidade de execução de uma laje-estaca e de desviar a água que se infiltre pelo fundo.

Depois de realizar uma análise de sensibilidade para as diferentes dimensões de sapatas deve-se escolher o valor mais conservador. Devido ao limite de pressão admissível que foi imposta, a pressão admissível desta estrutura não varia em função das dimensões da sapata

5.4.2. Passagens inferiores

Nas passagens inferiores com tipologia de cofragem, não tem significado incluir uma tensão admissível (que além disso, pode induzir a interpretações erradas em obra).

Pelo contrário, deve incluir-se o valor recomendado para o coeficiente de mola que se deve utilizar no dimensionamento da laje inferior.

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE MOLA.

5.4.2.1. Unidade Mo-c+M

A determinação do coeficiente de mola foi realizada na unidade de Xistos bandados, xistos quartzo feldespáticos, corneanas e anfibolitos. Para mostrar a aplicação da expressão da determinação do coeficiente de mola, será com base na PI 10.01

Nestas condições de fundação pode-se considerar um coeficiente de mola para a passagem de 38,69 MN/m3 equivalente a uma gravilha arenosa compacta com um módulo de K_{30} = 196,133 MN/m^3, sempre que se apoie na unidade GN medianamente alterada.

Se for necessário preencher até a rasante deve realizar-se com um solo seleccionado.

O coeficiente de mola para este material será de 11,69 MN/m^3 equivalente a umas areias médias secas ou húmidas com um módulo de K_{30}= 58,63 MN/m^3

5.4.2.2. Unidade GN

A determinação do coeficiente de mola foi realizada na unidade de Gnaisses migmatíticos e graníticos. Para mostrar a aplicação da expressão da determinação do coeficiente de mola, será com base na PA 17.01.

Nestas condições de fundação pode-se considerar um coeficiente de mola para a passagem de 24 MN/m3 equivalente a una gravilha arenosa compacta com um módulo de K_{30} = 117,64 MN/m$^{3.}$

Se for necessário preencher até a rasante deve realizar-se com um solo seleccionado.

O coeficiente de mola para este material será de 11,69 MN/m^3 equivalente a areias médias secas ou húmidas com um módulo de K_{30}= 58,63 MN/m^3

5.4.2.3. Unidade QD/T

A determinação do coeficiente de mola foi realizada na unidade Quarzodioritos e Tonalitos. Para mostrar a aplicação da expressão da determinação do coeficiente de mola, será com base na PA 20.01.

Nestas condições de fundação pode-se considerar um coeficiente de mola para a passagem de 39,87 MN/m3 equivalente a una gravilha arenosa compacta com um módulo de K_{30} = 196,133 MN/m$^{3.}$

Se for necessário preencher até a rasante deve realizar-se com um solo seleccionado.

O coeficiente de mola para este material será de 11,95 MN/m^3 equivalente a areias médias secas ou húmidas com um módulo de K_{30}= 58,33 MN/m^3

5.5. RESUMO DAS FUNDAÇÕES DAS OBRAS DE ARTE

De seguida, apresenta-se uma tabela resumo (**Quadro 5-14**), com os valores calculados dos parâmetros de fundação para as estruturas das Obras de Arte do lanço E.

ESTRUTURAS	Nº Sondagens Associadas	Apoios	Fundação Directa				Observações
			Profundidade (m)	Tensão admissível (kPa)	Coeficiente de Mola (MN/m3)	Unidade de apoio	
PS 00.01	3	E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P1	2**	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PSCF-01.01	2	E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PSCF-01.02		E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
VI 02.01	8	E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P3	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P4	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P5	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P6	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P7	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PS 04.01	3	E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PS 04.02	3	E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PS-05.01	3	E1	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	
		P1	2**	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	
		E2	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	
VI-08.01	3	E1	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	
		P1	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	
		P2	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	
		P3	3,5*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções na outra margem.
		E2	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções na outra margem.

ESTRUTURAS	Nº Sondagens Associadas	Apoios	Fundação Directa				Observações
			Profundidade (m)	Tensão admissível (kPa)	Coeficiente de Mola (MN/m3)	Unidade de apoio	
VI-08.02		E1	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
		P1	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
		P2	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
		P3	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
		P4	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
		P5	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
		E2	2*	400		Mo-Mx(W5-W4)	Não há prospecções
PS-09.01		E1	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	Não há prospecções
		P1	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	Não há prospecções
		E2	2*	400		M_{O-C+M} (W5-W4)	Não há prospecções
PI-10.01	3		0,5*		24	M_{O-C+M} (W5-W4)	
PSCF-11.01	2	E1	2*	390		M_{O-C+M} (W5-W4)	
		E2	2*	390		M_{O-C+M} (W5-W4)	
PI 12.01	3	E1	2*	400		G_N (W5-W4)	
		P1	2*	400		G_N (W5-W4)	
		E2	2*	400		G_N (W5-W4)	
PS 12.02	3	E1	2*	400		G_N (W5-W4)	
		P1	2**	400		G_N (W5-W4)	
		E2	2*	400		G_N (W5-W4)	
PI-16.01	2	E1	2*	390		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	350		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PA-17.01	2		0,5*		38,69	G_N (W5-W4)	
PS-19.01	3	E1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		P1	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
		E2	2*	400		$Q_{D/T}$ (W5-W4)	
PA-20.01	2		0,5*		39,87	$Q_{D/T}$ (W5-W4)	

(1)Se deberá tener especial atencióna la situación del nivel freático.
*Profundidade desde a cota de terreno natural
**Profundidade desde a cota de rasante

Quadro 5.14 Resumo com os valores calculados dos parâmetros de fundação para as estruturas das Obras de Arte.

6. BIBLIOGRAFIA

- Subconcessão da Auto-Estrada do Baixo Alentejo. Estudo de Incidências Ambientais. MOPTC, EP, GR, Q, INFRACONSULT, GEOSOLVE. Sep 2008
- Carta Geológica de Portugal à escala 1:500.000, emitida pelo Instituto Geológico e Mineiro (IGM);
- Carta Geológica de Portugal à escala 1:200.000, Folha 7, emitida pelos Serviços Geológicos de Portugal (SGP);
- Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000, folhas que abrangem este lanço e respectivas notícias explicativas, emitidas pelo Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação (INETI).
- Carta Geológica de Portugal à escala 1/25.000, na área do corredor, em formato digital, 2003, Instituto Geológico e Mineiro (IGM). Estas cartas foram utilizadas como base para apresentação da cartografia geológica dos traçados.
- Carta Neotectónica de Portugal à escala 1:1.000.000. Notícia explicativa. Cabral J., Ribeiro A., Serviços Geológicos de Portugal (SGP). Lisboa 1989.
- "Sistemas Aquíferos de Portugal Continental". Almeida C., Mendonça J. J. L., Jesus M. R., Gomes A. J., Instituto da Água. Dezembro 2000.
- "Livro Guia das Excursões". V Congresso Nacional de Geologia. Instituto Geológico e Mineiro (IGM). Lisboa, Novembro 1998.
- "Concurso público internacional para a Subconcessão da Auto-Estrada do Baixo Alentejo - Proposta Final. GR Baixo Alentejo".
- IP8 Santiago do Cacém/Beja – Estudo Prévio. Estudo de Impacte Ambiental – Relatório Síntese, Proc.º n.º 052/&AEP/1000.
- Caderno de Encargos Tipo Obra (CETO). Estradas de Portugal S.A..
- Regulamento de Segurança e Acção para Estruturas de Edifícios e Pontes.
- Memoria nº 488. Guy de Castro. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Ministério das Obras Públicas (1981).
- "Geotecnia y Cimientos". J. A. Jiménez Salas (1975).
- "Ingeniería Geológica". Luis I. González de Vallejo. Ed. Prentice Hall (2002).
- "Manual de Taludes". Instituto Geológico e Mineiro de Espanha. (1987).
- "Soils Mechanics. Foundations and Earth Structures." NAVFAC (1971).
- "Rock Engineering". E.Hoek (2006).
- NP EN 1998-1
- EN 19972:2007
- EN ISO 22476-3:2005
- EUROCÓDIGO 7-Projecto Geotécnico. Comite Europeo De Normalización. (1999)
- D.Graux. Proyectos de muros y Cimentaciones.(1975)
- Terraplenagem. Características dos Materiais, do Caderno de Encargos Tipo Obra; Estradas de Portugal S.A.
- EM 1110-2-2906 -Engineering and design US Army Corps of Engineers
- Braja M.Das. Principios de Ingenieria de Cimentaciones.(2006)
- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (Julho 95)

Programas de cálculo utilizados:

- RocLab. Versão 1.020. Rocsience Inc.
- Dips. Versão 5.1. Rocsience Inc.
- SLOPE/W. GeoStudio 2004. Versão 6.17. GEO-SLOPE International Ltd.

7. QUADROS

Quadro 1-1 Cartas Geológicas de Portugal que abrangem o lanço E do corredor em estudo. 6
Quadro 2-1: Correspondência entre as legendas das Cartas Geológicas à escala 1/50.000 8
Quadro 2-2: Distribuição das formações geológicas ao longo do traçado E. 9
Quadro 2-3. Leituras dos níveis de água realizadas nos furos de sondagens. 18
Quadro 2-4. Coeficientes de sismicidade. RSAEEP 21
Quadro 2-5. Coeficientes de sismicidade. RSAEEP 21
Quadro 2-6. Relação entre aceleração de cálculo na base e vertical 22
Quadro 2-7. Coeficientes de importância 22
Quadro 2-8. Tipos de terreno. NP EN 1998-1 24
Quadro 3-1. Estações geomecânicas. 26
Quadro 3-2. Fichas de taludes 28
Quadro 3-3. Pontos de água 29
Quadro 3-4 Estações de campo 30
Quadro 3-5. Classificação das escavações de acordo com a velocidade sísmica 31
Quadro 3-6. Perfis sísmicos realizados 31
Quadro 3-7. Sondagens mecânicas executadas 36
Quadro 3-8. Classificação dos solos granulares quanto à compacidade 37
Quadro 3-9. Classificação dos solos coesivos quanto à sua consistência 37
Quadro 3-10. Rock Quality Designation - RQD 37
Quadro 3-11. Estado de fracturação (F) 38
Quadro 3-12. Estado de Alteração (W) 38
Quadro 3-13. Poços mecânicos realizados 40
Quadro 3-14 Penetrações dinâmicas realizadas 42
Quadro 3-15. Ensaios realizados sobre amostras alteradas recolhidas em poços 44
Quadro 3-16. Ensaios realizados sobre as amostras de rocha procedentes de sondagens 46
Quadro 3-17. N_{SPT} - Unidade Qal 50
Quadro 3-18. Classificação de areias quanto à compacidade 50
Quadro 3-19. Características de resistência ao corte e de deformabilidade de areias e argilas, em função dos resultados do SPT. 51
Classificação de areias quanto à compacidade 51
Quadro 3-20. QDT residual 53
Quadro 3-21. M_{O-C+M} residual. 55
Quadro 3-22. G_N residual. 56
Quadro 3-23. Solos residuais: Ensaios sobre amostras de poços 58
Quadro 3-24. N_{SPT} - Unidade Solos Residuais 61
Quadro 3-25. N_{SPT} – Valores médios do ensaio SPT por profundidades. 62
* GIBBS e HOLTZ (1957) 62
Quadro 3-26. Correlação para solos não coesivos entre Compacidade, Densidade Relativa e Número de pancadas STP (HUNT, 1984. Cortesia de McGraw-Hill). 62
Quadro 3-27. Propriedades comuns para solos não coesivos (HUNT, 1984. Cortesia de McGraw-Hill) 62
Quadro 3-28. Caracterização de solos (CE das EP-1998. Volume III: 01-Terraplenagem- Capítulo 14). Solos a aplicar no Leito do Pavimento e PSA 64
Quadro 3-29. Valores típicos do peso específico e porosidade das rochas. 65
Dados seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn(1986), Walthan (1999), Farmer (1968) 65

Quadro 3-30. Rocha sã a medianamente alterada (M_{O-C+M} e M_{O-MX} W2-W3): Ensaios sobre provetes rochosos extraídos das sondagens..... 66
Quadro 3-31. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)..... 67
Quadro 3-32- Classificação de Bieniawski (1989). 68
Quadro 3-33. RMR e classificação do maciço rochoso 74
Quadro 3-34. Rocha sã a mediamente alterada (W2-W3): parâmetros do maciço rochoso..... 75
Quadro 3-35. Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3): ajuste de Hoek e Brown 75
Quadro 3-36. Valores de c e ϕ para rocha intacta segundo diversos autores..... 77
Quadro 3-37. Parâmetros resistentes de descontinuidades preenchidas..... 79
Quadro 3-38. Rocha muito alterada (W4): parâmetros do maciço rochoso..... 81
Quadro 3-39. Rocha muito alterada (W4): ajuste de Hoek e Brown 81
Quadro 3-40. Valores típicos do peso específico e porosidade das rochas 83
Quadro 3-41. Rocha sã a medianamente alterada (($Q_{D/T}$ W2-W3): Ensaios sobre provetes rochosos extraídos das sondagens..... 83
Quadro 3-42. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989)..... 85
Quadro 3-43. RMR e classificação do maciço rochoso 86
Quadro 3-44. Rocha sã a mediamente alterada ($Q_{D/T}$ W2-W3): parâmetros do maciço rochoso..... 87
Quadro 3-45. Rocha sã a mediamente alterada ($Q_{D/T}$ W2-W3): ajuste de Hoek e Brown 87
Quadro 3-46. Parâmetros resistentes de descontinuidades preenchidas..... 89
Quadro 3-47. Rocha muito alterada ($Q_{D/T}$ W4): parâmetros do maciço rochoso..... 91
Quadro 3-48. Rocha muito alterada (W4): ajuste de Hoek e Brown..... 91
Quadro 3-49. Valores típicos do peso específico e porosidade das rochas 93
Quadro 3-50. Rocha sã a medianamente alterada (G_N W2-W3): Ensaios sobre provetes rochosos extraídos das sondagens. 93
Quadro 3-51. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989) 94
Quadro 3-52. RMR e classificação do maciço rochoso..... 96
Quadro 3-53. Rocha sã a mediamente alterada (G_N W2-W3): parâmetros do maciço rochoso 97
Quadro 3-54. Rocha sã a medianamente alterada (G_N W2-W3): ajuste de Hoek e Brown..... 97
Quadro 3-55. Parâmetros resistentes de descontinuidades preenchidas. 99
Quadro 3-56. Rocha muito alterada (W4): parâmetros do maciço rochoso..... 100
Quadro 3-57. Rocha muito alterada (W4): ajuste de Hoek e Brown..... 101
Quadro 3-58 Quadro resumo de parâmetros 102
Quadro 3-59 Nível freático 104
Quadro 4-1.Espessura do solo de cobertura detectado nos poços. 106
Quadro 4-2. Espessura do solo de cobertura detectado nos poços na zona de cada nó..... 106
Quadro 4-3. Espessuras médias 106
Quadro 4-4. Escavações projectadas ao longo do traçado 108
Quadro 4-5. Resumo de escavações nos nós projectados 109
Quadro 4-6. Inventário de Taludes. 111
Quadro 4-7. Estações geomecânicas..... 113
Quadro 4-8. Parâmetros de cálculo. 116
Quadro 4-9. Escavação 4: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global..... 124
Quadro 4-10. Escavação 4: direcções..... 125

Quadro 4-11. Escavação 4($Q_{D/T}$): 125
Quadro 4-12. Escavação 4($Q_{D/T}$):: famílias de descontinuidades consideradas..... 125
Quadro 4-13. Escavação 4: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global. 129
Quadro 4-14. Escavação 4(M_{O-C+M}): direcções 129
Quadro 4-15. Escavação 4(M_{O-C+M}): 130
Quadro 4-16. Escavação 4 (M_{O-C+M}): famílias de descontinuidades consideradas..... 130
Quadro 4-17. Escavação 5: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global 136
Quadro 4-18. Escavação 5: direcções 136
Quadro 4-19. Escavação 5: Resumo direcções considerados nos Dips..... 137
Quadro 4-20. Escavação 5: famílias de descontinuidades consideradas 137
Quadro 4-21. Escavação 5: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global 144
Quadro 4-22. Escavação 17: direcções 144
Quadro 4-23. Escavação 8: Resumo planos considerados nos Dips 145
Quadro 4-24. Escavação 8: famílias de descontinuidades consideradas 145
Quadro 4-25. Escavação 12:coeficiente de segurança estabilidade global 151
Quadro 4-26. Escavação 12: direcções 152
Quadro 4-27. Escavação 12: Resumo planos considerados nos Dips 152
Quadro 4-28. Escavação 12: famílias de descontinuidades consideradas 152
Quadro 4-29. Escavação 13:coeficiente de segurança estabilidade global 158
Quadro 4-30 Escavação 13: direcções 158
Quadro 4-31. Escavação 13: Resumo planos considerados nos Dips 158
Quadro 4-32 Escavação 13: famílias de descontinuidades consideradas 159
Quadro 4-33. Escavação 14:coeficiente de segurança estabilidade global 163
Quadro 4-34 Escavação 14: direcções..... 164
Quadro 4-35. Escavação 14: Resumo planos considerados nos Dips 164
Quadro 4-36 Escavação 14: famílias de descontinuidades consideradas..... 164
Quadro 4-37. Escavação 15: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global..... 169
Quadro 4-38. Escavação 15: direcções..... 170
Quadro 4-39 Escavação 15:..... 170
Quadro 4-40. Escavação 15: famílias de descontinuidades consideradas..... 171
Quadro 4-41. Escavação 16: coeficiente de segurança quanto à estabilidade global..... 178
Quadro 4-42. Escavação 16: direcções..... 178
Quadro 4-43. Escavação 16: famílias de descontinuidades consideradas..... 179
Quadro 4-44 Escavabilidade das escavações..... 184
Quadro 4-45 Escavabilidade nas escavações dos Nós..... 185
Quadro 4-46. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989) 186
Quadro 4-47. Aproveitamento de materiais..... 186
Quadro 4-48. Reutilização de materiais procedentes das escavações projectadas..... 188
Quadro 4-49. Reutilização de materiais retirados das escavações nos Nós projectados..... 188
Quadro 4-50. Resumo de escavações 193
Quadro 4-51: Resumo das escavações nos nós projectados 194
Quadro 4-52 Síntese dos aterros 197
Quadro 4-53 Síntese dos aterros dos nós projectados 197
Quadro. 4-54. Propriedades típicas de solos compactados (NAVFAC, 1971) 203
Quadro 4-55. Aterro 1: coeficientes de segurança. 214

Quadro 4-56. Aterro 2: coeficientes de segurança..... 218
Quadro 4-57. Ramo A: coeficientes de segurança. 223
Quadro 4-58. Aterro 21: coeficientes de segurança..... 228
Quadro 4-59. Aterros 22: coeficientes de segurança..... 233
Quadro 4-60. Aterro 25 coeficientes de segurança..... 238
Quadro 4-61. Aterro 26: coeficientes de segurança..... 242
Quadro 4-62. Tratamento da fundação dos aterros..... 245
Quadro 4-63. Resumo de aterros 253
Quadro 4-64 Resumo de aterros nos Nós 255
Quadro 4-65 Camada de leito do pavimento em materiais não ligados..... 256
Quadro 4-66 Camada de leito do pavimento em materiais tratados com ligantes hidráulicos 256
Quadro 4-67 Camada de leito do pavimento em aterros 257
Quadro 4-68 Parte superior do aterro..... 257
Quadro 4-69 Camada do leito do pavimento em escavações..... 258
Quadro 4-70 Camadas de leito do pavimento nas escavações..... 261
Quadro 4-71 Características a cumprir para materiais tipo solo 262
Quadro 4-72 Regras gerais para a reutilização de solos (CE das EP-1998. Volume III: 01-Terraplenagem- Capítulo 14). 263
Quadro 4-73. Caracterização dos solos a aplicar no Leito do Pavimento e PSA (CE das EP-1998). 263
Quadro 4-74 Características de solos a tratar e tratados 263
Quadro 4-75 Características de materiais a utilizar em pedraplenos..... 264
Quadro 4-76 Caracterização de materiais rochosos..... 264
Quadro 4-77 Caracterização de materiais do tipo solo-enrocamento..... 265
Quadro 4-78 Caracterização de materiais não reutilizáveis..... 265
Quadro 4-79. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade $Q_{D/T}$ (residual)..... 267
Quadro 4-80. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade $Q_{D/T.}$ 268
Quadro 4-81. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade M_{O-C+M} (residual). 269
Quadro 4-82. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade $M_{O-C+M.}$ 270
Quadro 4-83. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade G_N (residual) 271
Quadro 4-84. Ensaios de laboratório realizados sobre amostras da unidade G_N 271
Quadro 4-85. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989) 272
Quadro 4-86. Aproveitamento de materiais..... 272
Quadro 4-87. Principais características das manchas de empréstimo propostas..... 274
Quadro 4-88 apresenta as características principais das pedreiras inventariadas. 276
Quadro 4-89. Características das principais pedreiras inventariadas..... 277
Quadro 4-90. Características das principais centrais de betão. 277
Quadro 4-91 Movimento de terras previsto para o lanço E. 278
Quadro 4-92 Materiais a utilizar nas distintas zonas constituintes de um aterro 278
Quadro 4-93. Recomendações do projectista para os solos a aplicar na Parte Superior do Aterro (PSA). 279
Quadro 4-94. Classificação mediante Slake Durability Test (Goodman 1989) 280
Quadro 4-95 Aproveitamento de materiais..... 280

Quadro 4-96. Reutilização de materiais procedentes das escavações projectadas 281
Quadro 4-97 Características dos materiais a utilizar no leito do pavimento, CE das EP (1998) 282
Quadro 4-98 Características dos materiais granulares não britados 282
Quadro 4-99 Características dos materiais granulares britados 283
Quadro 4-100 Camada de leito do pavimento em função do tipo de material constituinte do corpo do aterro 283
Quadro 4-101 Classes de solos tratados 284
Quadro 4-102 Características dos solos tratados com cal e ou cimento 284
Quadro 5-1: Valores de K30 286
Quadro 5-2 Factores de correcção devidos ao comprimento do conjunto das varas 288
Quadro 5-3 Factores de correcção devidos à pressão de sobrecargas..... 288
Quadro 5-4 Taludes recomendados para as escavações das fundações superficiais de um pilar a meia encosta. 292
Quadro 5-5 Parâmetros de cálculo para a fundação 293
Quadro 5-6 Cálculo de tensões admissíveis do terreno PS 00.01 293
Quadro 5-7 Cálculo de assentamentos PS 00.01 294
Quadro 5-8 Parâmetros de cálculo para a fundação 295
Quadro 5-9 Cálculo de tensões admissíveis do terreno PS 05.01 295
Quadro 5-10 Cálculo de assentamentos PS 05.01 296
Quadro 5-11 Parâmetros de cálculo para a fundação 296
Quadro 5-12 Cálculo de tensões admissíveis do terreno PS 12.01 297
Quadro 5-13 Cálculo de assentamentos PS 12.01 298
Quadro 5.14 Resumo com os valores calculados dos parâmetros de fundação para as estruturas das Obras de Arte. 301

8. FIGURAS

Figura. 2-1. Excerto da Carta Geológica de Portugal do Atlas do Ambiente (escala original 1:1 000.000) com o traçado do lanço E (linha azul). 7
Figura 2-2 – Carta Neotectónica (falhas a vermelho) sobreposta a carta geológica de Portugal, escala original 1: 1 000 000, com o traçado do lanço E (linha azul). 13
Figura 2-3. Excerto do mapa de sistemas aquíferos de Portugal (INAG - SNIRH). A linha encarnada indica a zona onde se insere o traçado do Lanço E. 15
Fig. 2-4. Carta de Isossistas de Intensidades Máximas do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Traçado E (linha azul) 20
Fig. 2-5. Zonamento do território. Acção dos sismos. RSAEEP 20
Fig. 2-6. Zonamento sísmico – Portugal Continental para os cenários de sismo afastado (à esquerda) e sismo próximo (à direita). A seta encarnada indica a zona onde se insere o traçado do Lanço B. NP EN 1998-1 22
Figura 3-1. Características do solo residual particularizado para a alteração dos Tonalitos (QD/T Residual) 54
Figura 3-2. Características do solo residual particularizado para a alteração dos Xistos. 55
Figura 3-3. Características do solo residual particularizado para a alteração dos Gnaisses. 56
Figura 3-4.- Fuso granulométrico 59
Figura 3-5.- Carta de plasticidade 59
Figura. 3-6.- Classificação de rochas inalteradas da família do Xistos. 67
Figura 3-7- Índice de Resistência Geológica – GSI 70
Figura 3-8- Intervalos mais comuns do GSI para xistos típicos 73

Figura. 3-9. Rocha sã a medianamente alterada (W2-W3): resultados Roclab 76
Figura.3-10. Perfis tipo para estimar o coeficiente de rugosidade 77
Figura.3-11.Resistência ao corte em relação a uma tensão normal 78
Figura. 3-12. Rocha muito alterada (W4): resultados Roclab 81
Figura 3-13.- Classificação de rochas intactas da família do granito, ... 84
Figura 3-14.- Intervalos mais comuns do GSI para granitos típicos 85
Figura 3-15. Rocha sã a medianamente alterada ($Q_{D/T}$ W2-W3): resultados Roclab 88
Figura. 3-16. Rocha muito alterada (W4): resultados Roclab 91
Figura. 3-17.- Classificação de rochas intactas da família do gnaisses. 94
Figura 3-18- Intervalos mais comuns do GSI para gnaisses típicos 95
Figura 3-19. Rocha sã a medianamente alterada (W4): resultados Roclab 98
Figura.3-20. Rocha muito alterada (W4): resultados Roclab 101
Figura 4-1. Gráfico DIPS para as descontinuidades da unidade geotécnica $Q_{D/T}$. 114
Figura 4-2. Gráfico DIPS para as descontinuidades da unidade geotécnica M_{O-C+M}. 115
Figura 4-3. Gráfico DIPS para as descontinuidades da unidade geotécnica G_N. 115
Figura. 4-4. Esquema das forças resultantes que actuam sobre uma massa deslizante 117
Figura. 4-5. Sistema de forças numa fatia 118
Figura. 4-6. Principais mecanismos de rotura por problemas estruturais 119
Figura. 4-7. Exemplo da análise para a rotura plana 120
Figura.4-8. Exemplo de análises para deslizamento em cunha 120
Figura.4-9. Exemplo da análise da rotura por escorregamento ou "toppling" 121
Figura. 4-10. Escavação 4: análise de estabilidade global 123
Figura. 4-11. Escavação 4: análise de estabilidade global – sismo. Tipo I 124
Figura. 4-12 Escavação 4: análise de estabilidade global – sismo. Tipo II 124
Figura. 4-13. Escavação 4($Q_{D/T}$): deslizamento por cunha 126
Figura. 4-14. Escavação 4($Q_{D/T}$): deslizamento planar 126
Figura 4-15. Escavação 4($Q_{D/T}$): escorregamento 127
Figura. 4-16 Escavação 4(M_{O-C+M}): análise de estabilidade global 128
Figura. 4-17 Escavação 4(M_{O-C+M}) : análise de estabilidade global – sismo Tipo I 128
Figura. 4-18 Escavação 4(M_{O-C+M}) : análise de estabilidade global – sismo Tipo II 129
Figura. 4-19. Escavação 4(M_{O-C+M}) : deslizamento por cunha 131
Figura. 4-20. Escavação 4 (M_{O-C+M}): deslizamento planar 131
Figura. 4-21. Escavação 4 (M_{O-C+M}): escorregamento 132
Figura. 4-22. Escavação 5: análise de estabilidade global 135
Figura. 4-23. Escavação 5: análise de estabilidade global – sismo Tipo I 135
Figura. 4-24. Escavação 5: análise de estabilidade global – sismo Tipo II 136
Figura. 4-25. Escavação 5: deslizamento por cunha 138
Figura 4-26. Analise de cunha J1 (63/045)-J3 (36/120). 138
Figura. 4-27. Escavação 5 deslizamento planar 139
Figura 4-28. Escavação 5: escorregamento 140
Figura. 4-29. Escavação 8: análise de estabilidade global 143
Figura. 4-30. Escavação 8: análise de estabilidade global – sismo Tipo I 143
Figura. 4-31. Escavação 8: análise de estabilidade global – sismo Tipo II 144
Figura 4-32. Escavação 8: deslizamento por cunha 146
Figura. 4-33. Escavação 8: deslizamento planar 147
Figura 4-34. Escavação 8: escorregamento 148
Figura 4-35. Escavação 12: análise de estabilidade global 150

Figura.4-36 Escavação 12 análise de estabilidade global – sismo Tipo I 151
Figura.4-37 Escavação 12 análise de estabilidade global – sismo Tipo II 151
Figura. 4-38. Escavação 12: deslizamento por cunha 153
Figura 4-39. Escavação 12: deslizamento planar 154
Figura. 4-40. Escavação 12: escorregamento 154
Figura. 4-41. Escavação 13: análise de estabilidade global 157
Figura.4-42. Escavação 13 análise de estabilidade global – sismo Tipo I 157
Figura.4-43 Escavação 13 análise de estabilidade global – sismo Tipo II 158
Figura. 4-44. Escavação 13: deslizamento por cunha 159
Figura 4-45. Escavação 13: deslizamento planar 160
Figura 4-46. Escavação 13: escorregamento 160
Figura. 4-47. Escavação 14: análise de estabilidade global 162
Figura.4-48. Escavação 14 análise de estabilidade global – sismo Tipo I 163
Figura.4-49 Escavação 14 análise de estabilidade global – sismo Tipo II 163
Figura. 4-50. Escavação 14: deslizamento por cunha 165
Figura 4-51. Escavação 14: deslizamento planar 165
Figura 4-52. Escavação 14: escorregamento 166
Figura. 4-53 Escavação 15: análise de estabilidade global 168
Figura. 4-54. Escavação 15: análise de estabilidade global – sismo Tipo I 169
Figura. 4-55. Escavação 15: análise de estabilidade global – sismo Tipo II 169
Figura. 4-56. Escavação 15: deslizamento por cunha 171
Figura 4-57. Análise da cunha J2 (347/42)-J3 (313/80). 172
Figura 4-58. Analise cunha J2 (347/42)-J4 (103/44). 172
Figura 4-59. Analises cunha J3 (313/80)-J4 (103/44). 173
Figura. 4-60. Escavação 15: deslizamento planar 174
Figura. 4-61. Escavação 15: escorregamento 174
Figura. 4-62. Escavação 16. Desenho inicial: análise de estabilidade global 177
Figura. 4-63. Escavação 16: análise de estabilidade global – sismo Tipo I 177
Figura. 4-64. Escavação 16: análise de estabilidade global – sismo Tipo II 178
Figura. 4-65. Escavação 16: Deslizamento por cunha 179
Figura. 4-66. Escavação 16: deslizamento planar 180
Figura. 4-67. Escavação 16: escorregamento 180
Figura. 4-68. Reutilização de materiais 187
Figura 4-69.- Método de Janbu 199
Figura. 4-70. Modelo elástico para o cálculo de assentamento 201
Figura. 4-71. Pressão sobre faixa infinita repartida uniformemente 202
Figura. 4-72. Pressão sobre faixa infinita repartida triangularmente 202
Figura.4-73. Rugosidade equivalente (R) 204
Figura. 4-74 Resistência equivalente (S) 205
Figura.4-75. Rugosidade equivalente (R) 206
Figura. 4-76 Resistência equivalente (S) 207
Figura 4-77. Ábaco nº1. Hoek e Bray, 1977 208
Figura 4-78. Ábaco nº3. Hoek e Bray, 1977 209
Figura. 4-79. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação permanente. 212
Figura. 4-80. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação transitória. 213
Figura. 4-81. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 213
Figura. 4-82. Aterro 1: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 214
Figura. 4-83. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação permanente. 217
Figura 4-84. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação transitória. 217
Figura. 4-85. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 218
Figura. 4-86. Aterro 2: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 218

Figura. 4-87. Ramo A estudo de estabilidade. Situação permanente. 221
Figura. 4-88. Ramo A : estudo de estabilidade. Situação transitória. 222
Figura. 4-89. Ramo A: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 222
Figura. 4-90. Ramo A : estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 223
Figura. 4-91. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação permanente. 226
Figura. 4-92. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação transitória..... 227
Figura. 4-93. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 227
Figura. 4-94. Aterro 21: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 228
Figura. 4-95. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação permanente. 231
Figura. 4-96. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação transitória. 232
Figura. 4-97. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 232
Figura. 4-98. Aterros 22: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 233
Figura. 4-99. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação permanente. 236
Figura. 4-100. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação acidental. 237
Figura. 4-101. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 237
Figura. 4-102. Aterros 25: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 238
Figura. 4-103. Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação permanente. 241
Figura. 4-104. Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação acidental. 241
Figura. 4-105 Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo I 242
Figura. 4-106. Aterro 26: estudo de estabilidade. Situação acidental: sismo Tipo II 242
Figura.4-107 Reutilização de materiais 280
Figura 5-1 : Características de resistência e deformabilidade de areias e argilas em função do resultado dos ensaios de penetração standard. 290
Figura 5-2 Esquema de fundação superficial de um pilar a meia encosta. 291

Lisboa, Junho de 2010

Manuel Mendes de Almeida

Engenheiro Civil

Membro da Ordem dos Engenheiros Nº 21394

PEÇAS DESENHADAS

ANEXOS

ANEXO I. PROSPECÇÕES REALIZADAS

ANEXO I.1. POÇOS

ANEXO I.2. SONDAGENS

ANEXO I.3. PENETRAÇÕES DINÂMICAS (DPSH)

ANEXO I.4. PERFIS SÍSMICOS

ANEXO II. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

ANEXO II.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO SOBRE AMOSTRAS DE POÇOS

ANEXO II.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO SOBRE AMOSTRAS DE SONDAGENS

ANEXO III. NÍVEIS DE ÁGUA EM SONDAGENS

ANEXO IV. INVENTÁRIO DE TALUDES

ANEXO V. INVENTÁRIO ESTAÇÕES GEOMECÂNICAS

ANEXO VI. INVENTÁRIO DE ESTAÇÔES DE CAMPO

ANEXO VII. PONTOS DE ÁGUA

ANEXO VIII. INVENTÁRIO DE PEDREIRAS

ANEXO IX. INVENTÁRIO DAS CENTRAIS DE BETÃO

ANEXO X. LOCALIZAÇÃO DE PEDREIRAS E CENTRAIS DE BETÃO