



Estudo laboratorial sobre o comportamento evolutivo de um material xistento da região de Castelo Branco

Orientador

Professor Coordenador Francisco José Freire Lucas

Dissertação apresentado à Escola Superior de Tecnologia de Castelo Branco do Instituto Politécnico de Castelo Branco) para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Infra-estruturas de construção civil, realizada sob a orientação científica do Professor Coordenador Francisco José Freire Lucas, do Instituto Politécnico de Castelo Branco.

Fevereiro 2015

Composição do júri

Presidente do júri

Professor Doutor Maria Teresa Durães Albuquerque

Professor Adjunto da UTC de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Vogais

Professor Francisco José Freire Lucas

Professor Coordenador da UTC de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco (Orientador)

Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes

Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior (Arguente)

Dedicatória

A todos os que, eventualmente, leiam esta dissertação.

Agradecimentos

À minha família, com especial atenção aos meus pais e à minha irmã, que sempre me apoiaram na realização deste Mestrado e de forma igual me incentivaram nos momentos mais difíceis desta jornada.

Ao meu orientador, Prof. Francisco José Freire Lucas por todo o conhecimento que me transmitiu ao longo desta dissertação, pelo seu apoio e disponibilidade.

Ao Prof. Dinis Gardete, pelo apoio prestado no Laboratório de Geotécnica da Escola Superior de Tecnologia de Castelo Branco e pela sua disponibilidade em me ajudar sempre que necessário.

A todos os professores do Mestrado de Infra-Estruturas de Construção civil, pela partilha de conhecimentos ao longo de todas as aulas de mestrado.

À Câmara Municipal de Castelo Branco, mais precisamente ao Eng.^o Aníbal e Arqt.^a Ana Timóteo, por tornarem possível a recolha de material em campo e conseqüentemente contribuírem para o desenvolvimento/estudo da parte prática/laboratorial desta dissertação.

Aos meus colegas, pela partilha constante de opiniões, conhecimento e experiências profissionais.

Às funcionárias da Biblioteca da Escola Superior de Tecnologia de Castelo Branco, pela paciência com que sempre me receberam e pela sua dedicação e disponibilidade em me ajudar nas infindáveis pesquisas.

Às funcionárias da Biblioteca do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela forma simpática e prestável com que me receberam.

Às funcionárias da Biblioteca Nacional, pela atenção prestada.

Às funcionárias da Biblioteca da Universidade da Beira Interior, por me receberem e ajudarem, como se fosse aluna daquela Universidade.

À funcionária do Arquivo Distrital de Castelo Branco, pela ajuda.

Às funcionárias da Biblioteca Municipal de Castelo Branco.

À Dr.^a Maria Grilo pelos ensinamentos e pela ajuda na organização e construção da Bibliografia.

Resumo

Com este estudo pretende-se analisar os xistos alterados, da região de Castelo Branco, como material de aterro no domínio das vias de comunicação e barragens de terra.

Este tipo de material, insuficientemente analisado e presente numa vasta área de Portugal Continental, apresenta um comportamento caracterizado como evolutivo, no que respeita à sua granulometria.

Face ao exposto, é de todo o interesse a determinação das suas propriedades geotécnicas, numa tentativa de contributo futuro no âmbito da sua aplicação em obras de Engenharia.

Esta análise terá como principal enfoque o estudo das referências normativas em vigor, os casos de obras, envolvendo xistos alterados realizados no país e o estudo laboratorial de uma amostra recolhida “in situ” e posteriormente ensaiada em laboratório.

Palavras chave

Geotecnia; Compactação; Xisto;

Abstract

With this study is intended to analyze the altered shale, in Castelo Branco region as fill material in the field of communications vias and earth dams.

This type of material is insufficiently analyzed and present in a wide area of Portugal, presents a behavior characterized as evolutive, related to their granulometry.

Considering the above mentioned, it is of great interest to determine their geotechnical properties in an attempt to further contribute in its application in engineering works.

This analysis will primarily focus in the study of normative references in effect, the cases of works, involving altered schists carried out in the country, and the laboratory study of a sample taken "in situ" and subsequently tested in the laboratory.

Keywords

Geotechnics; Compaction; Shale;

Índice geral

1.	Introdução	1
1.1.	Considerações Iniciais.....	1
1.2.	Objetivos	1
1.3.	Metodologia de estudo	1
1.4.	Estrutura da dissertação.....	2
2.	Enquadramento geológico da região de Castelo Branco	3
2.1.	Considerações Iniciais.....	3
2.2.	Caracterização Geológica – “Complexo Xisto-Grauváquico”	4
3.	Alguns casos de obras portuguesas com utilização de materiais xistosos ...	7
3.1.	Considerações gerais.....	7
3.2.	No âmbito das Vias de Comunicação	7
3.2.1.	IP5 – Lanço Albergaria-a-Velha/Viseu.....	7
3.2.2.	IP3 - Estabilização de talude	9
3.3.	No âmbito das Barragens	14
3.3.1.	Barragem da Meimoa.....	14
3.3.2.	Barragem de Silves	21
3.3.3.	Barragem do Mira.....	25
3.3.4.	Barragem do Monte da Rocha.....	28
3.3.5.	Barragem do Azibo.....	33
3.3.6.	Barragem do Beliche.....	35
3.4.	No âmbito das Vias Férreas.....	39
3.4.1.	Aterros Pocinho – Vila Franca das Naves	39
4.	Especificações, normas e classificações aplicadas no âmbito deste trabalho;	41
4.1.	Considerações Iniciais.....	41
4.2.	Especificação LNEC E196 1966: “Solos. Análise Granulométrica”	41
4.3.	Especificação LNEC E197 1966: “Solos. Ensaio de compactação”.....	41
4.4.	Especificação LNEC E240 1970: “Solos. Classificação para fins rodoviários”	42
4.5.	Norma Portuguesa NP-143 1969: “Determinação dos limites de consistência”	45
4.6.	Norma Portuguesa NP EN 1097-1 2002: “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados – Parte 1: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval) ”.....	45
4.7.	Norma Portuguesa NP EN 1097-2 2002: “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados – Parte 2: Métodos para a determinação da resistência à fragmentação ”.....	45
4.8.	Classificações de solos ASTM e AASTHO	45
4.9.	Classificação Francesa LCPC/SETRA “Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des Couches de Forme”	47
5.	Descrição dos métodos de análise	51
5.1.	Considerações Iniciais.....	51
5.2.	Caracterização geotécnica do material recolhido em campo	51

5.2.1.	Análise granulométrica.....	51
5.2.2.	Limites de consistência ou atterberg	53
5.2.2.1	Limite de plasticidade (LP).....	54
5.2.2.2	Limite de liquidez (LL)	55
5.2.3.	Peso volúmico.....	55
5.2.4.	Ensaio de Compactação Proctor.....	56
5.2.5.	Ensaio de Micro-deval.....	58
5.2.6.	Ensaio em meio aquoso (slake durability test).....	59
5.2.7.	Ensaio de Adsorção de azul de metileno	61
6.	Apresentação do estudo laboratorial sobre o comportamento evolutivo de um material xistento;	63
6.1.	Considerações Iniciais.....	63
6.2.	Recolha do material.....	63
6.3.	Estudo Experimental	64
6.3.1.	Ensaio de identificação e classificação	64
6.3.1.1	Análise Granulométrica.....	64
6.3.1.2	Limites de Consistência.....	67
6.3.1.3	Ensaio de Adsorção de Azul de metileno	69
6.3.1.4	Ensaio de Proctor	69
6.3.1.5	Ensaio de Desgaste em Meio Aquoso - Slake Durability test	71
6.3.1.6	Ensaio Micro-Deval	71
6.3.2.	Estudo Evolutivo do material.....	72
6.3.2.1	Ensaio de Compactação Proctor 1.....	72
6.3.2.2	Ensaio de Compactação Proctor 2.....	75
7.	Conclusões;	77
8.	Bibliografia	81
Anexos	83

Índice de figuras

Figura 2-1 – Geomorfologia da região de Castelo Branco (www.naturtejo.com);.....	3
Figura 2-2 – Geologia da região de Castelo Branco (www.naturtejo.com);.....	4
Figura 2-3 – Evolução da falha do Ponsul (Orlando Ribeiro).....	5
Figura 2-4 – Distribuição dos xistos em Portugal Continental.....	6
Figura 3-1 – Curva granulométrica da amostra 271-A-1, na jazida. Via húmida. (Ferreira & Fonseca, 1988)	8
Figura 3-2 – Curva granulométrica da amostra 271-A-1, na jazida. Via seca com sedimentação. (Ferreira & Fonseca, 1988).....	8
Figura 3-3 – Granulometrias – Material total. (Ferreira & Fonseca, 1988)~	9
Figura 3-4 – IP3 – Coimbra/Viseu (Estradas de Portugal).....	10
Figura 3-5 – Zona de intervenção – i)extrato da Carta Militar 1/25 000; ii)Extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (Cenor).....	10
Figura 3-6 – Desmoronamento do talude e respetivo muro de gabiões (Cenor)...	11
Figura 3-7 – Planta e corte da zona de ocorrência do escorregamento – i) Planta Geológica; ii) Corte geológico (Corte E) (Cenor).....	12
Figura 3-8 – Alçado e cortes de uma das zonas a intervir – Zona B(Cenor)	13
Figura 3-9 – Fase de obra. Antes e depois da intervenção (Cenor).	14
Figura 3-10 – Barragem Zonada com núcleo interno.....	15
Figura 3-11 – Barragem da Meimoa.....	15
Figura 3-12 – Projeto Barragem da Meimoa (Planta, alçado e perfil), (http://sir.dgadr.pt).....	16
Figura 3-13 – Projeto Barragem da Meimoa (Perfil), (http://sir.dgadr.pt).....	17
Figura 3-14 – Recta de correlação entre a percentagem de grossos Pg e os valores ΔC (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).....	18
Figura 3-15 –Aspetto das vigas de proteção do passeio de jusante e fendas longitudinais no coroamento (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).....	19
Figura 3-16 – Fendas transversais no passeio de montante e jusante (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).....	20
Figura 3-17 – Aspetto das caixas de leitura do coroamento (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).....	20
Figura 3-18 – Pilares de observação dos deslocamentos a montante, com problemas de fissuração no maciço de fundação (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).	20
Figura 3-19 – Construção da barragem de Silves (fonte: blog.turismodoalgarve.pt); Barragem de Silves (fonte: www.sulinformacao.pt)	21
Figura 3-20 – Projeto Barragem de Silves (Planta e perfil longitudinal), (http://sir.dgadr.pt).....	22
Figura 3-21 – Fuso granulométrico do material xistoso da barragem de Silves (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	23
Figura 3-22 – Curvas de distribuição das frequências acumuladas do peso específico seco da barragem de Silves (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).	24

Figura 3-23 – Construção da Barragem do Mira (fonte: www.abm.pt)	25
Figura 3-24 – Projeto Barragem do Mira (Planta, alçado e perfil), (http://sir.dgadr.pt).....	26
Figura 3-25 – Barragem do Mira (fonte: www.sulinformacao.pt).	27
Figura 3-26 – Evolução dos pesos específicos secos com a profundidade e com o número de passagens do cilindro (2 ^o aterro experimental da barragem do Mira) (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	27
Figura 3-27 – Evolução dos pesos específicos secos com a profundidade e com o número de passagens do cilindro (3 ^o aterro experimental da barragem do Mira) (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	28
Figura 3-28 – Barragem do Monte da Rocha (fonte: portugalfotografiaaerea.blogspot.pt)	29
Figura 3-29 – Projeto Barragem Monte da Rocha (Planta, perfil longitudinal e perfil transversal), (http://sir.dgadr.pt).....	29
Figura 3-30 – Esquema com a localização das operações efetuadas no aterro experimental da barragem do Monte da Rocha (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)). ...	31
Figura 3-31 – Resultado dos estudos de compactação da barragem do Monte da Rocha (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	32
Figura 3-32 – Evolução da granulometria com a profundidade (2 passagens), barragem do Monte da Rocha (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	33
Figura 3-33 – Barragem do Azibo (fonte: Google maps).....	33
Figura 3-34 – Projeto Barragem do Azibo (Planta, alçado e perfil), (http://sir.dgadr.pt).....	34
Figura 3-35 – Barragem do Beliche (fonte: pt.wikipedia.org).....	36
Figura 3-36 – Projeto Barragem do Beliche (Planta, perfil longitudinal e perfil transversal), (http://sir.dgadr.pt).....	37
Figura 3-37 – Granulometria do material xistoso (de transição) utilizado no aterro experimental da barragem do Beliche (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	37
Figura 3-38 – Evolução granulométrica do material xistoso utilizado no núcleo central da barragem do Beliche (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).....	38
Figura 3-39 – Análise Granulométrica (Pinto, A. A. V. (1981)).....	39
Figura 4-1 – Tabela para a classificação de solos para fins rodoviários.....	42
Figura 4-2 – Gráficos para a obtenção do Índice de Grupo (IG).	44
Figura 4-3- Classificação de solos- Solos Grossos – ASTM D 2487.85;.....	46
Figura 4-4- Classificação de solos- Solos Finos – ASTM D 2487.85;.....	46
Figura 4-5- Carta de Plasticidade;.....	47
Figura 4-6- Tabela de propriedades de solos;.....	47
Figura 5-1 – Série de peneiros normalizados ASTM, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;.....	52
Figura 5-2 – Escala logarítmica para traçar a curva granulométrica;	53
Figura 5-3 – Estados de comportamento, CPP524 LNEC;	53
Figura 5-4 – Exemplo do ensaio para obtenção do limite de plasticidade;.....	54
Figura 5-5 – Concha de Casagrande, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;.....	55

Figura 5-6 – Exemplo de curva de compactação;.....	56
Figura 5-7 – Equipamento para o ensaio Midro-Deval, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;.....	59
Figura 5-8 – Equipamento par ao ensaio em meio aquoso – Slake Durability Test, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;.....	59
Figura 6-1 – Abertura de vala (a);	64
Figura 6-2 – Abertura de vala (b);	64
Figura 6-3 – Abertura de vala (c);	64
Figura 6-4 – Amostra de Xisto “In Situ”;.....	64
Figura 6-5 – Medição de profundidades;	64
Figura 6-6 – Amostras devidamente ensacadas, já em laboratório;.....	64
Figura 6-7 – Material antes e depois da análise granulométrica	65
Figura 6-8 – Curva granulométrica;	66
Figura 6-9 – Amostras sujeitas a secagem em estufa e respetiva estufa de secage	67
Figura 6-10 – Limite de Liquidez – Concha de Casagrande;	67
Figura 6-11 – Carta de Plasticidade de Casagrande;	68
Figura 6-12 – Papel de filtro resultante do ensaio de Azul de Metileno;.....	69
Figura 6-13– Ensaio de compactação, laboratório de geotecnia IPCB/EST;	70
Figura 6-14– Curva de Compactação;.....	70
Figura 6-15– Ensaio de Desgaste em Meio Aquoso – Slake Durability test	71
Figura 6-16– Equipamento Micro-Deval, Laboratório de Geotécnica EST/IPCB;...	71
Figura 6-17– Curva de compactação P1;.....	72
Figura 6-18– Comparação das curvas granulométricas após compactação, P1;	74
Figura 6-19– Curva de compactação P2;.....	75
Figura 6-20– Comparação das curvas granulométricas após compactação, P2;	76

Índice de símbolos

CBR	California Bearing Ratio
Cc	Coeficiente de curvatura
Cu	Coeficiente de uniformidade
D10	Diâmetro correspondente a 10% de passados
D30	Diâmetro correspondente a 30% de passados
D60	Diâmetro correspondente a 60% de passados
De, D10	Diâmetro efetivo
DG	Coeficiente de Degradabilidade
Dmáx	Diâmetro máximo das partículas
EC	Energia de Compactação
f'	Percentagem de finos (<0.074 mm)
GC	Grau de Compactação
Id1	Índice de Desgaste em Meio Húmido, após 1º ciclo
(Id1)méd	Valor médio do Índice de Desgaste em Meio Húmido, após 1º ciclo
Id2	Índice de Desgaste em Meio Húmido, após 2º ciclo
(Id2)méd	Valor médio do Índice de Desgaste em Meio Húmido, após 2º ciclo
IG	Índice de Grupo
Ip, IP	Índice de Plasticidade
m	Massa
MDE	Coeficiente micro-Deval
n	Porosidade
Sr	Grau de Saturação
Vam	Valor de Adsorção de Azul de Metileno
w	Teor em água
wL, LL	Limite de Liquidez
wopt	Teor em água Ótima
wP, LP	Limite de Plasticidade
γ	Peso específico do solo
γ'	Peso específico do solo submerso
γ_d	Peso específico do solo seco
γ_{dmax}	Peso Específico Seco Máximo
γ_s	Peso específico dos sólidos
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
γ_w	Peso específico da água
ρ_{dmax}	Massa Específica Seca Máxima

Lista de tabelas

Tabela 3-1 – Porosidades e massas volúmicas, (Pinto, A. A. V. (1981)).	40
Tabela 4-1 – Classificação de Materiais Rochosos LCPC/SETRA;	48
Tabela 4-2 – Classificação de rochas magmáticas e metamórficas segundo LCPC/SETRA;	49
Tabela 5-1 – Série ASTM de peneiros de malha quadrada (Correia,1980).	52
Tabela 5-2 – Valores de Índice de plasticidade;	54
Tabela 5-3 – Ensaios Proctor (E197-1966 LNEC);	57
Tabela 5-4 – Classificação do Índice de durabilidade;	60
Tabela 6-1 – Interpretação da curva granulométrica;	66
.....	67
Tabela 6-2 – Resultado do cálculo do Índice de Plasticidade	68
Anexo 1 – Resultados da Análise Granulométrica	84
Anexo 2 – Resultados do Limites de consistência	85
Anexo 3 – Resultados do Ensaio de Proctor Normal;	86
Anexo 4 – Resultados do 1ºciclo do ensaio Slake Durability test;	87
Anexo 5 – Resultados do ensaio Micro-Deval;	88
Anexo 6 – Resultados do ensaio de compactação Proctor P1;	89
Anexo 7 – Resultados granulométricos das amostras após compactação – AAG-P1;	90
.....	90
Anexo 8 – Comparações dos valores das curvas granulométricas – AAG-P1;	91
Anexo 9 – Resultados do ensaio de compactação Proctor P2;	92
Anexo 10 – Resultados granulométricos das amostras após compactação – AAG-P2;	93
.....	93
Anexo 11 – Comparações dos valores das curvas granulométricas – AAG-P2;	94

Lista de abreviaturas, siglas e acrónimos

AASTHO	American Association Of State Highway Officials
AFNOR	Association Francaise De Normalisation (France)
ASTM	American Society For Testing And Materials
CBR	California Bearing Ratio
CXG	Complexo Xisto-Grauváquico
E.N.	Estrada Nacional
EP	Estradas de Portugal
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FHWA	Federal Highway Administration
IPCB	Instituto Politécnico de Castelo Branco
IP	Itinerário Principal
ISRM	International Society For Rock Mechanics
LCPC	Laboratoire Central des Points Chaussés
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MOPU	Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo de España
NF	Norma Francesa
NP	Norma Portuguesa
RTR	Recommandation pour les Terrassements Routiers
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et des Aérodrômes
SS	Solos Siltosos
ZCI	Zona Centro Ibérica

1. Introdução

1.1. Considerações Iniciais

Nas últimas décadas, tem-se vindo a verificar um aumento no que respeita à aplicação de materiais não tradicionais na construção de aterros, principalmente em obras de Engenharia Rodoviária e na construção de Barragens de Terra-Enrocamento.

Esta afluência a este tipo de materiais acontece como forma de viabilização, na utilização dos materiais existentes nos locais de obra, também como forma de suprir a falta de materiais naturais de boa qualidade, preservando deste modo a sua disponibilidade e por último por razões de ordem económica e ambiental.

É neste âmbito que surge o xisto alterado ou material de transição xistoso.

O xisto é um material natural, não tradicional ou marginal, de origem metamórfica com planos de foliação como a xistosidade, que ocupa uma grande área do território português.

1.2. Objetivos

Com este trabalho pretende-se estudar o comportamento evolutivo de um material xistento existente na região de Castelo Branco, pertencente ao complexo “Complexo Xisto-Grauváquico”, com o intuito de se avaliar a sua aplicabilidade em obras de aterro, com especial enfoque para as vias de comunicação e barragens em terra, tendo em conta as especificações e recomendações nacionais e internacionais.

1.3. Metodologia de estudo

Para a concretização deste estudo experimental, efetuou-se não só a caracterização geotécnica do material recolhido em campo, recorrendo à sua identificação visual, análise granulométrica, limites de consistência e peso volúmico, bem como diversos ensaios laboratoriais, entre os quais, ensaio de compactação Proctor.

O material que permitiu levar a cabo este estudo foi recolhido no núcleo urbano da cidade de Castelo Branco, mais precisamente na execução da atual pista de atletismo da cidade, a qual se encontrava em construção na fase inicial deste trabalho.

1.4. Estrutura da dissertação

Esta dissertação divide-se em sete capítulos, que se desenvolvem em vários subcapítulos, e cujos conteúdos se especificam em seguida.

Neste primeiro capítulo, é apresentado um breve prefácio ao trabalho realizado, bem como a estrutura com que o mesmo se desenvolve ao longo desta dissertação.

No segundo capítulo é feito um enquadramento geológico da região em estudo, Castelo Branco, ou seja, é apresentado o “Complexo Xisto-Grauváquico”, presente na zona em questão. O desenvolvimento deste capítulo torna-se fundamental neste trabalho na medida em que, permite não só um maior conhecimento do material xistoso como também na forma como este se apresenta no território nacional, incluindo na região estudada.

No terceiro capítulo, reúnem-se os elementos recolhidos através de uma extensa investigação, no que respeita a casos de obras realizadas em Portugal, com a utilização de materiais xistosos. Neste capítulo tentou-se compilar casos de obras realizadas em diversas vertentes, desde as vias de comunicação, às barragens em aterro e às vias ferroviárias.

O quarto capítulo expõe diversas referências normativas usadas em Portugal e também algumas especificações internacionais que são de todo o interesse ter-se em conta quando se estuda este tipo de material.

No quinto capítulo é apresentada uma breve descrição dos métodos de análises levadas a cabo na vertente prática/laboratorial deste trabalho, desde a caracterização geotécnica do material recolhido em campo aos ensaios laboratoriais.

O sexto capítulo apresenta a componente prática/laboratorial desta dissertação, ou seja, faz-se conhecer neste capítulo o estudo laboratorial sobre o comportamento evolutivo do material xistoso recolhido na região de Castelo Branco. Analisam-se os resultados à luz das especificações e referências apresentadas no quarto capítulo.

Por fim, no sétimo capítulo, revelam-se as conclusões finais e apresentam-se eventuais advertências no âmbito deste estudo, com o intuito de dar, numa fase posterior, seguimento aos estudos iniciados nesta dissertação.

2. Enquadramento geológico da região de Castelo Branco

2.1. Considerações Iniciais

O material xistento em estudo no presente trabalho insere-se na região de Castelo Branco a qual faz parte da Zona Centro-Ibérica (ZCI) do maciço ibérico, também designado por maciço hespérico (figura 2-1). Nesta zona aflora o designado “Complexo Xisto-Grauváquico” (CXG) ante-Ordovícico (Grupo das Beiras).

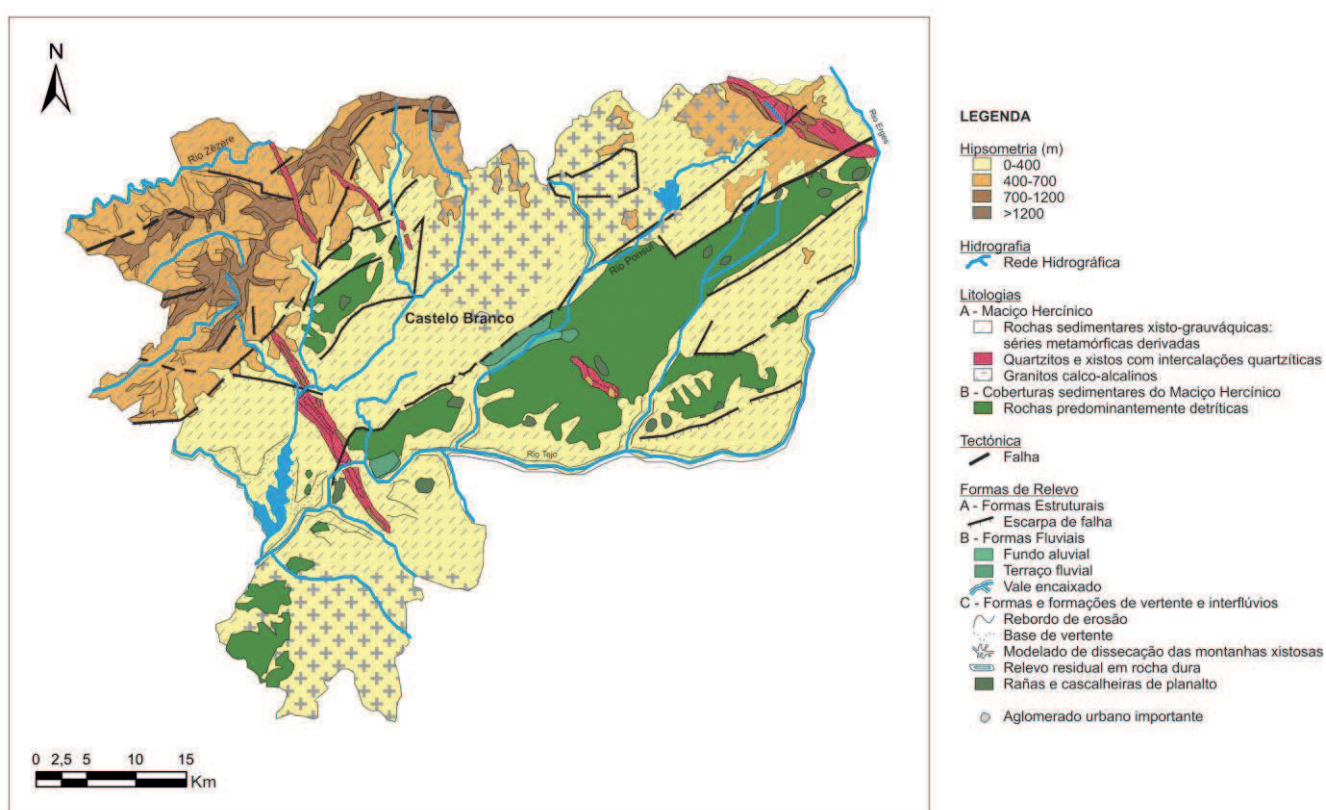


Figura 2-1 - Geomorfologia da região de Castelo Branco (www.naturtejo.com);

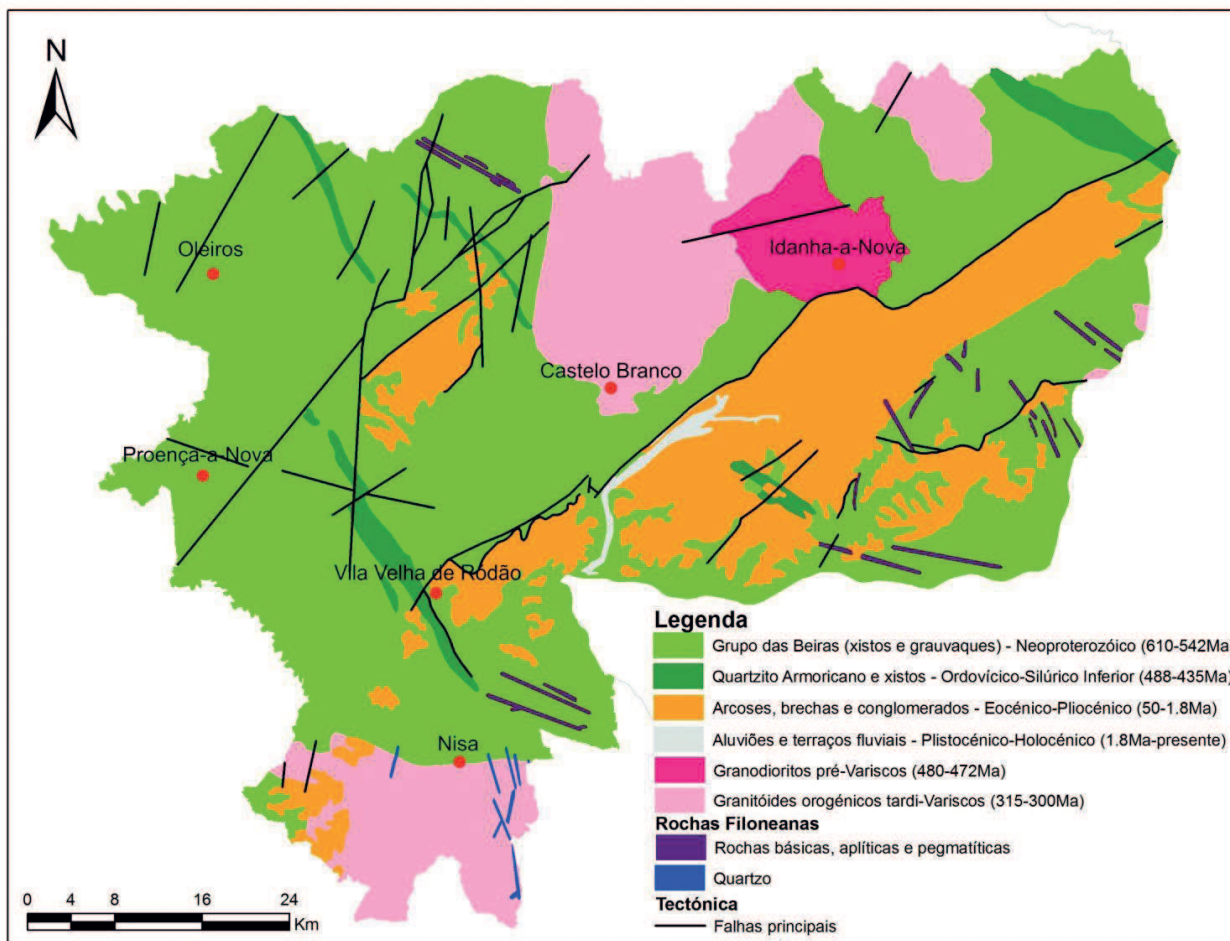


Figura 2-2 - Geologia da região de Castelo Branco (www.naturtejo.com);

2.2. Caracterização Geológica - “Complexo Xisto-Grauváquico”

O “Complexo Xisto-Grauváquico Ante-Ordovícico”, assim designado inicialmente por Carrington da costa (1950) e posteriormente retomado por Teixeira (1955), identifica um conjunto de materiais de composição maioritariamente xistosa e grauváquica. Estes materiais apresentam-se na região da seguinte forma:

Xisto - “Rochas de cor cinzenta-esverdeadas com xistosidades bem marcada apresentam, às vezes, brilho sedoso nas superfícies de clivagem. São constituídas essencialmente, por quartzo, clorite e cersite; encontram-se também biotite e grafite. Acessoriamente, apresentam pirite, óxidos de ferro e, em menor quantidade, apatite e zircão.”

Grauvaque - “As rochas grauvacóides existentes na região apresentam tonalidades cinzentas-esverdeadas. Muitas dessas rochas, quando bafejadas, especialmente em estado de alteração avançada, cheiram ligeiramente a barro. O estudo microscópico das rochas grauvacóides revelou carácter sedimentar ainda bem evidente, não obstante apresentam

indícios de metamorfismo regional que, em todo o caso não ultrapassa a fase clorite-cericite.”

Grande parte do Concelho em questão insere-se na designada superfície aplanada de Castelo Branco a qual, é limitada mais a sul pela grandiosa falha do Ponsul, figura 2-3, formada por xistos, na sua maioria em avançado estado de alteração, e por granitos, estes em melhor estado de conservação. É esta falha que determina o limite entre a plataforma de Castelo Branco, constituída por xistos e granitos, da zona de arcoses da Beira Baixa.

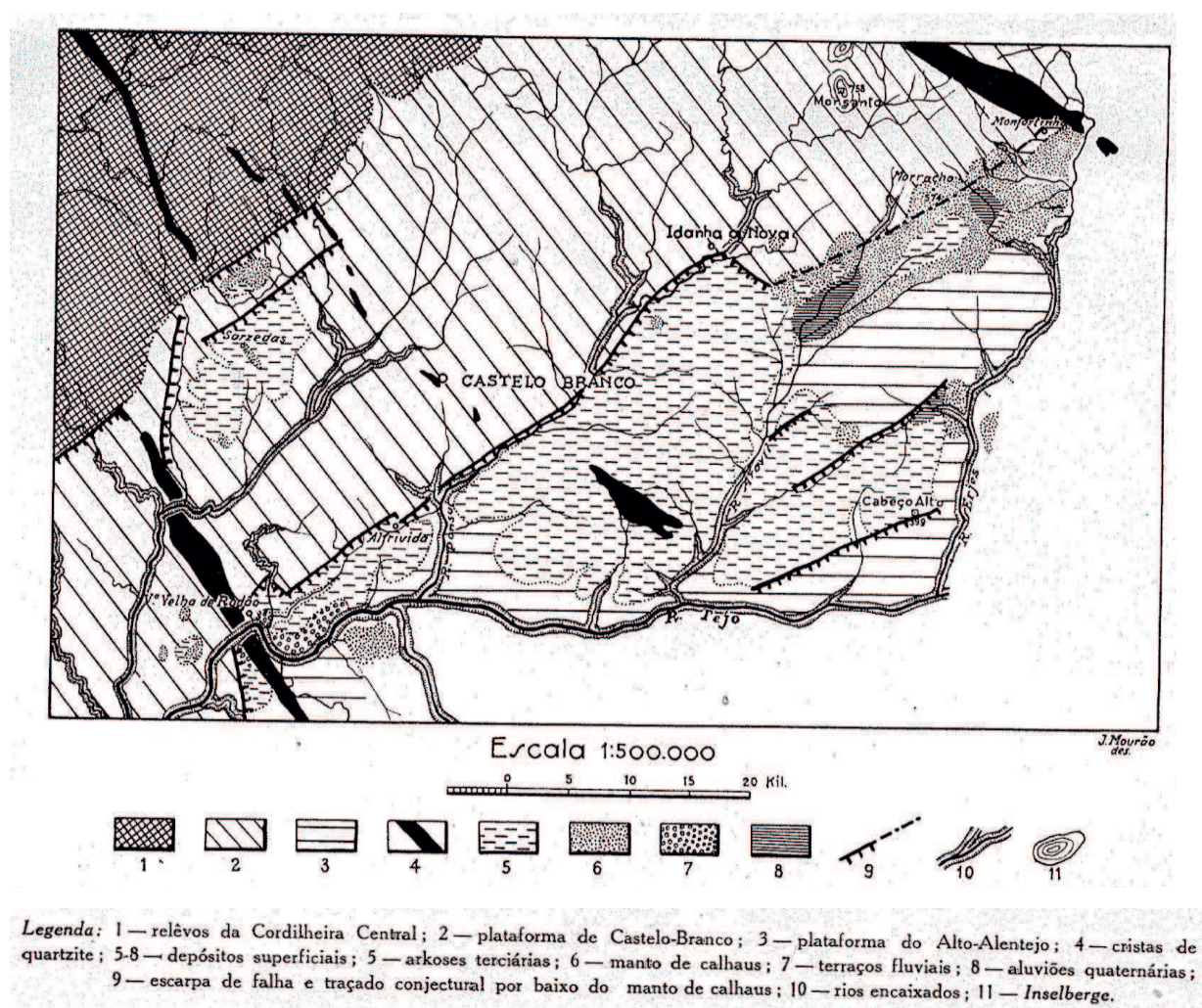


Figura 2-3 - Evolução da falha do Ponsul (Orlando Ribeiro).

Na faixa de contacto existente entre o complexo xisto-grauváquico e o granito, da região de Castelo Branco, predominam os xistos mosqueados e muito siliciosos, bastante uniformes do ponto de vista litológico, sendo que à medida que nos distanciamos da orla de contacto, esses mesmos xistos vão-se apresentando menos mosqueados e mais argilosos.

Na figura 2-4, é possível observar-se a distribuição dos diferentes xistos, no território português.

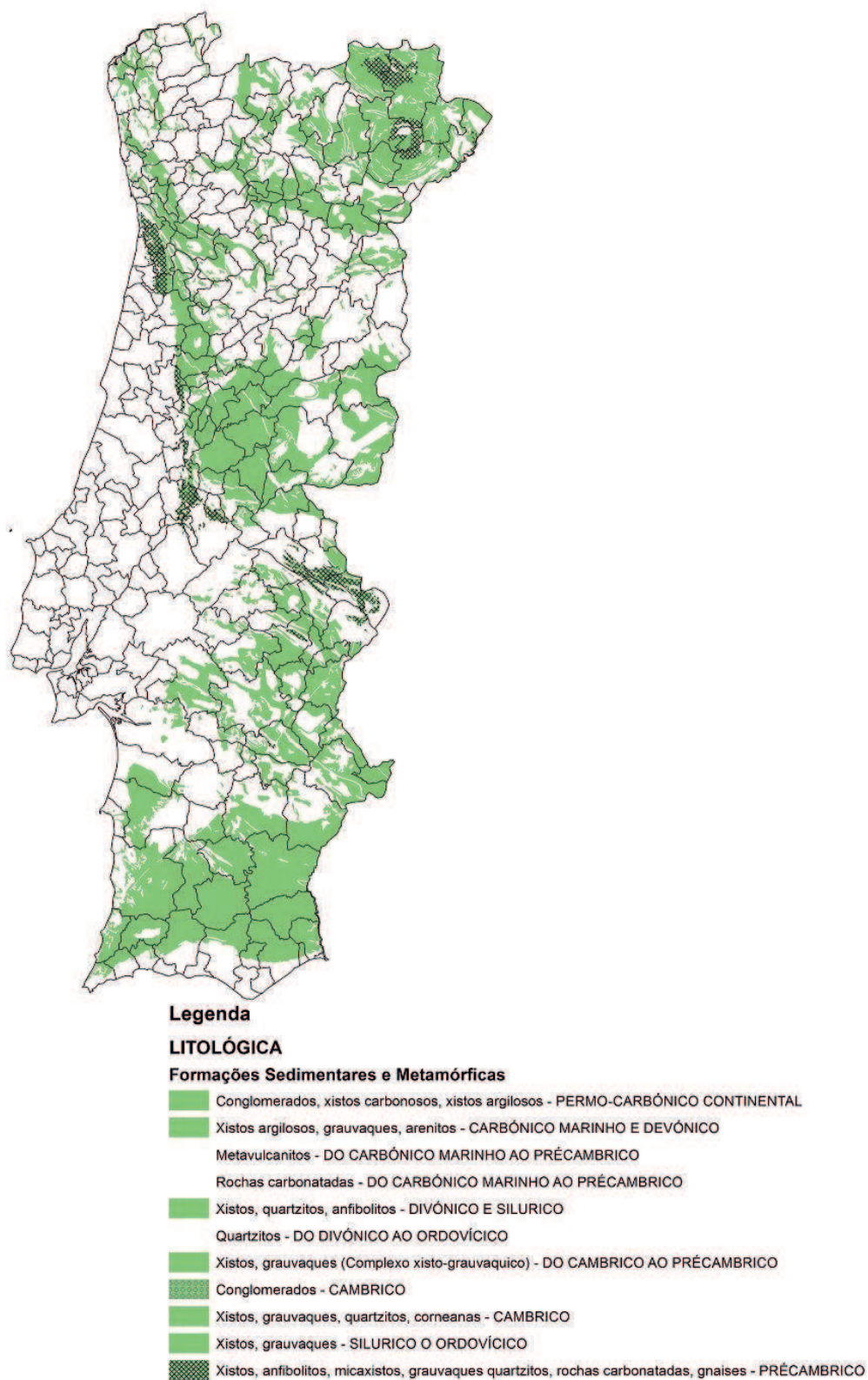


Figura 2-4 - Distribuição dos xistos em Portugal Continental.

3. Alguns casos de obras portuguesas com utilização de materiais xistosos

3.1. Considerações gerais

Como referido no capítulo 2 deste trabalho, os xistos alterados são materiais que se estendem por uma vasta área de Portugal Continental e são igualmente materiais dos quais se conhece muito pouco uma vez que não se encontram minimamente estudados.

Deste modo, pretende-se neste capítulo, apresentar-se o levantamento e análise de algumas obras, realizadas nas últimas décadas em Portugal, em que os xistos foram tidos como material de construção.

3.2. No âmbito das Vias de Comunicação

3.2.1. IP5 - Lanço Albergaria-a-Velha/Viseu

O lanço do IP5 (atualmente A25), que faz a ligação de Albergaria-a-Velha a Viseu, intersecta dois tipos de materiais distintos, um deles o xisto, pertencente ao “Complexo Xisto-Grauváquico” (Luzia, 1998).

O estudo que se apresenta é respeitante aos resultados obtidos não só em fase de projeto como também em fase de obra e ensaios laboratoriais levados a cabo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), a pedido da Junta Autónoma de Estradas, atual Estradas de Portugal (EP).

Segundo (Ferreira & Fonseca, 1988), as amostras foram recolhidas ao quilómetro 4,70 do IP5, em talude, leito do pavimento e em zonas de aterro e escavação. O material apresentava uma cor avermelhada e após ensaiado em laboratório foi possível determinar as suas curvas granulométricas e os resultados do ensaio da máquina de Los Angeles (sem bolas). O material foi ainda analisado do ponto de vista químico, mineralógico e identificado.

A análise granulométrica deste material foi realizada segundo LNEC E 239/1970, por via húmida e segundo LNEC 196/1966 por via seca com sedimentação.

De seguida, nas figuras 3-1, 3-2 e 3-3, apresentam-se os resultados.

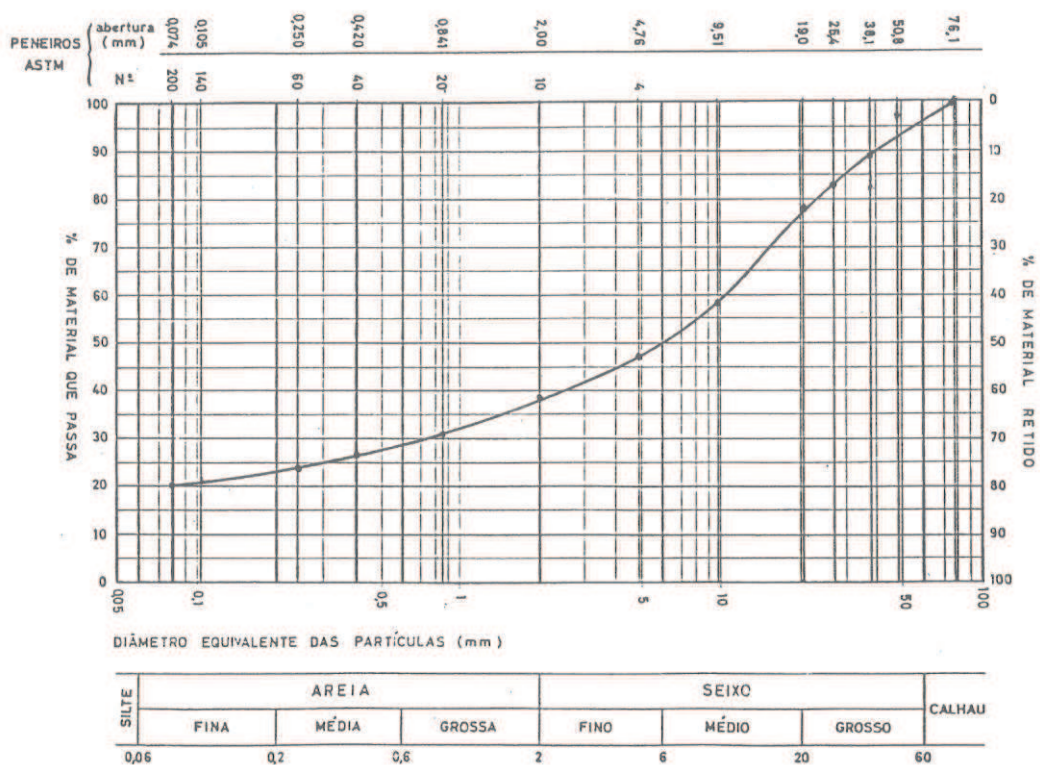


Figura 3-1 - Curva granulométrica da amostra 271-A-1, na jazida. Via húmida. (Ferreira & Fonseca, 1988)

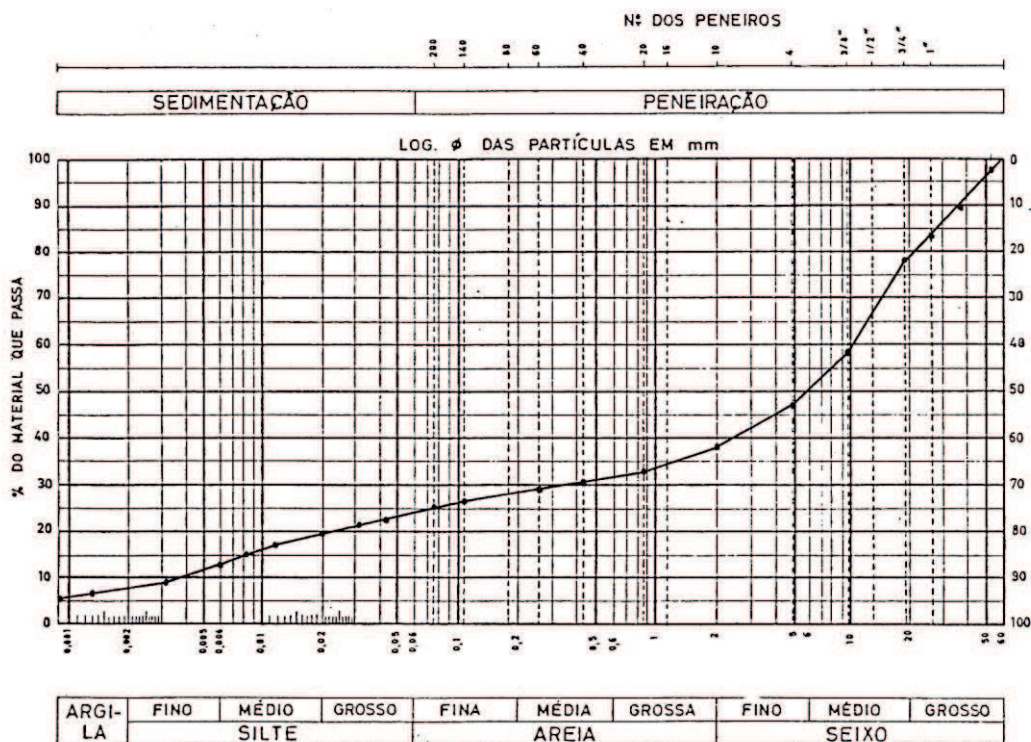


Figura 3-2 - Curva granulométrica da amostra 271-A-1, na jazida. Via seca com sedimentação. (Ferreira & Fonseca, 1988)

AMOSTRA		271 - A - 1 (JAZIDA)		271 - A - 2 (JAZIDA)		271 - B (zona de escavação)	271 - C (zona de aterro)	271 - A - 1 (Los Angeles 500 rotações)	271 - A - 1 (Los Angeles .1000 rotações)	271 - A - 1 (Embebida 30 dias)		
PENEIROS		VH	VSS	VH	VSS	VH	VH	VSS	VSS	VH		
3"	76,1 mm	100,0 %	100,0 %	100,0 %	100,0 %	100,0 %	100,0 %	100,0 %	100,0 %	97,6 %		
2"	50,8 mm	96,8 %	96,8 %	100,0 %	100,0 %	100,0 %	94,3 %	100,0 %	100,0 %	91,9 %		
1 1/2"	38,1 mm	89,2 %	89,2 %	91,9 %	91,9 %	100,0 %	94,3 %	95,3 %	95,0 %	88,1 %		
1"	25,4 mm	83,0 %	83,0 %	87,1 %	87,1 %	93,6 %	88,3 %	93,4 %	93,7 %	79,5 %		
3/4"	19,0 mm	78,1 %	78,1 %	80,4 %	80,4 %	89,1 %	85,7 %	88,6 %	89,7 %	71,7 %		
1/2"	12,7 mm	66,6 %	66,6 %	71,0 %	71,0 %	80,7 %	80,8 %	77,4 %	82,8 %	61,7 %		
3/8"	9,51 mm	58,4 %	58,4 %	64,2 %	64,2 %	74,6 %	77,2 %	69,4 %	77,9 %	54,6 %		
nº 4	4,76 mm	47,4 %	47,4 %	54,6 %	54,6 %	61,9 %	68,1 %	57,3 %	67,1 %	43,2 %		
nº 10	2,00 mm	37,8 %	37,8 %	45,6 %	45,6 %	49,4 %	56,6 %	49,8 %	56,4 %	34,4 %		
nº 20	0,850 mm	31,3 %	33,1 %	38,1 %	43,4 %	39,7 %	47,9 %	42,9 %	50,7 %	28,1 %		
nº 40	0,425 mm	26,5 %	30,2 %	31,5 %	40,1 %	33,0 %	40,8 %	39,8 %	46,3 %	23,8 %		
nº 60	0,250 mm	24,1 %	28,8 %	28,3 %	37,7 %	29,5 %	36,5 %	37,8 %	44,1 %	21,6 %		
nº 140	0,106 mm	21,2 %	26,5 %	24,4 %	34,5 %	25,1 %	30,7 %	34,6 %	40,3 %	18,9 %		
nº 200	0,075 mm	20,3 %	25,5 %	23,2 %	33,2 %	23,7 %	28,7 %	33,1 %	38,7 %	17,9 %		
Sedimentação			44 μ m	22,3 %		44 μ m	28,5 %		44 μ m	28,5 %	42 μ m	33,4 %
			32	21,3 %		31	27,5 %		32	27,1 %	31	31,7 %
			20	19,5 %		20	25,4 %		20	25,1 %	20	28,5 %
			11,5	17,2 %		11	20,8 %		12	21,0 %	11	23,7 %
			8,3	15,0 %		8	17,2 %		8,4	16,9 %	8,3	19,1 %
			6	12,6 %		6	13,5 %		6,1	12,4 %	6,1	14,3 %
			3,1	9,1 %		3	7,1 %		3,1	6,5 %	3,1	6,7 %
			1,3	6,3 %		1,3	3,9 %		1,3	3,5 %	1,3	2,8 %
	0,9	5,6 %		0,9	3,1 %		0,9	2,4 %				
MG		418,1	427,0	457,6	476,2	506,0	526,2	508,8	552,6	386,8 %		

Figura 3-3 - Granulometrias - Material total. (Ferreira & Fonseca, 1988)-

Após a sua análise granulométrica, foi utilizada a fração passada no peneiro 3/4" para a realização de ensaios de compactação e CBR.

3.2.2. IP3 - Estabilização de talude

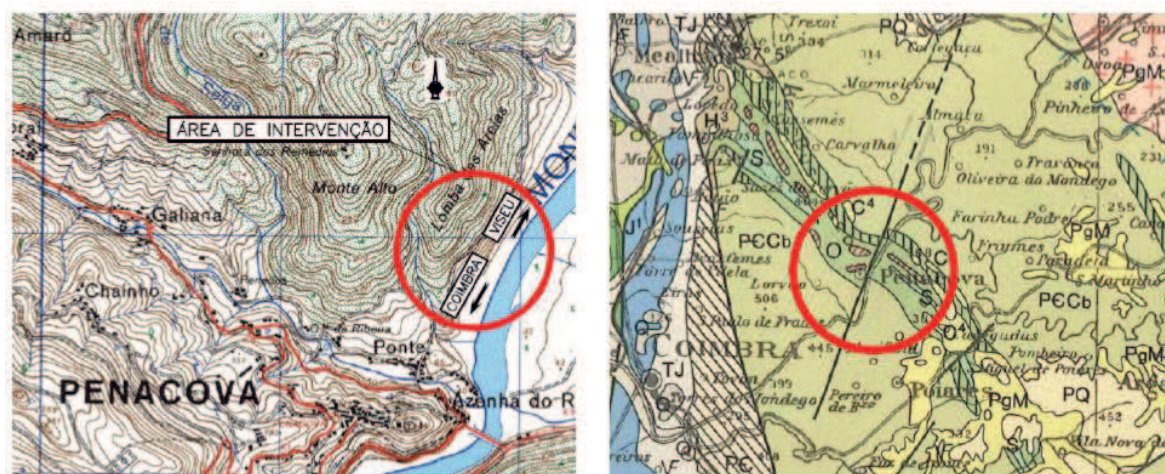
A ligação Raiva-Trouxemil do IP3 decorreu entre o final da década de 80 início de 90, tendo entrado em fase de exploração no ano 1991, desde então sofreu várias instabilizações ao nível do seu talude de escavação, compreendido entre o Km 61+700 e o Km 62+050, localizado nas proximidades da vila de Penacova.

A encosta onde se localiza o talude em estudo, figuras 3-4 e 3-5, situa-se em formações xisto-quartzíticas, do complexo xisto-grauváquico, constituindo um afloramento extenso, na ordem dos 40 Km de comprimento e 4,5 Km de largura, desenvolvendo-se desde o Luso até Penedo de Góis.

Estes xistos e grauvaques apresentam tons avermelhados e cinzentos.



Figura 3-4 - IP3 - Coimbra/Viseu (Estradas de Portugal).



i)

ii)

Figura 3-5 - Zona de intervenção - i) extrato da Carta Militar 1/25 000; ii) Extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (Cenor).

As condições climáticas ocorridas no inverno de 2005/2006 originaram um acentuado agravamento no que respeita à escorrência de águas superficiais ao longo do talude, consequência da intensa desflorestação de que foi alvo no verão de 2005 após devastação de um incêndio.

Em Maio de 2010, as condições de estabilidade do talude foram de tal forma afetadas, não só no talude como também no próprio muro de gabiões, que ambos acabaram por desmoronar-se até à cota da segunda banquetta.



Figura 3-6 - Desmoronamento do talude e respetivo muro de gabiões (Cenor).

Como é visível na figura 3-6, o muro de gabiões apresentava já uma acentuada deformação na sua meia secção inferior, esta deformação foi originada pelo aumento dos impulsos no tardo do muro derivado pela instabilização do talude e que levaria posteriormente ao seu derrube.

Para fazer face a este problema, foram realizados estudos de identificação de patologias no talude, concluindo-se o seguinte:

- Os taludes de escavação nunca foram alvo de qualquer obra de contenção, apresentando inclinações significativas, não conciliável nem com o grau de alteração nem com o estado de fracturação do maciço;

- A degradação das propriedades mecânicas dos xistos originou, com o passar do tempo, uma sucessão de escorregamentos que deram origem a formações de consolas nos quartzitos;

- Verificou-se a existência de uma mancha de xistos bastante alterados, precisamente na zona de colapso do muro de gabiões;

- Os diversos escorregamentos, ocorridos ao longo do tempo, nos xistos originaram uma acentuada diminuição da largura útil da segunda banqueta e um recalçamento de certa de 1,5 m de altura na valeta respeitante ao sistema de drenagem do talude;

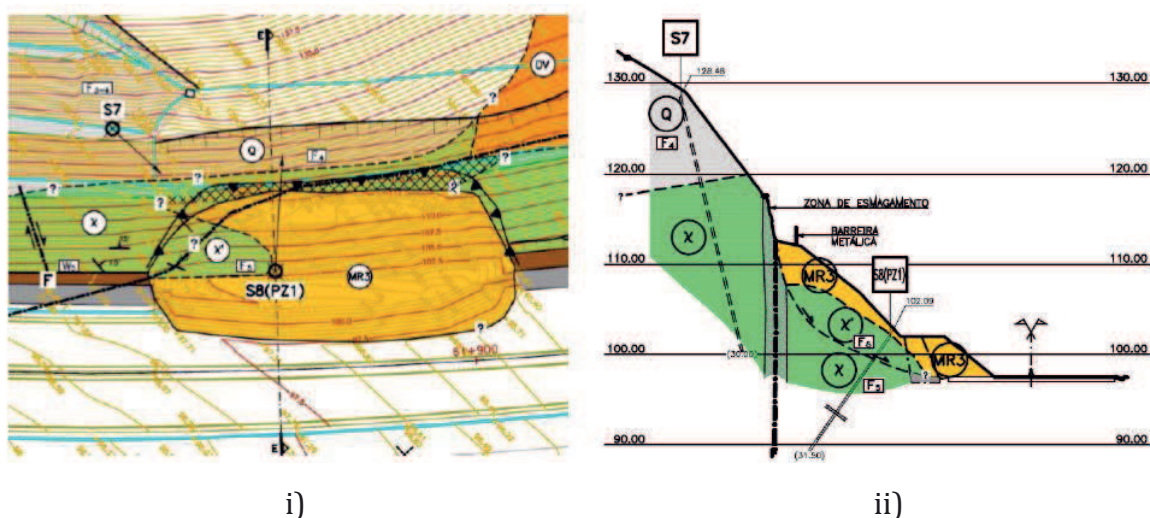


Figura 3-7 - Planta e corte da zona de ocorrência do escorregamento - i) Planta Geológica; ii) Corte geológico (Corte E) (Cenor).

Com a finalidade de se obter a caracterização geotécnica do maciço, foram realizados estudos de retroanálise que partiram do princípio de que o talude se encontrava numa situação de equilíbrio limite, previamente à instabilização.

Foi adotado o critério de Hoek-Brown para a determinação dos parâmetros de resistência das rochas, tendo-se posteriormente ajustado o critério de Mohr-Coulomb, de modo a ser possível a utilização dos valores de referência do software disponível.

Finalizado o estudo de identificação de patologias, foi delineada a solução a adotar para a estabilização do talude. Era evidente a impossibilidade em manter a geometria do mesmo pelo que seria necessário proceder à total remoção não só dos terrenos soltos, resultantes dos diversos escorregamentos, como também dos terrenos superficiais com maior grau de alteração e também dos terrenos relativos à caixa de falha. Também o muro de gabiões teria de ser removido devido às suas condições de não estabilidade.

Quanto ao talude, este seria reperfilado e estabilizado no seu todo (355 metros entre o km 61+710 e o km 62+065 e uma altura máxima na ordem dos 44 metros acima da plataforma do IP3). Estes trabalhos de reperfilamento e estabilização foram projetados de cima para baixo, sendo que foi introduzido na zona superior um caminho no maciço de quartzo em que as escavações abaixo deste caminho iam ao encontro dos xistos argilosos existentes, o que obrigou à execução de um revestimento em betão projetado mais resistente com pregagens de 8 e 10 metros de comprimento e ancoragens de 24 e 30 metros. Algumas das ancoragens de 24 m foram ainda pré-esforçadas a 600 KN e as restantes a 720 KN.

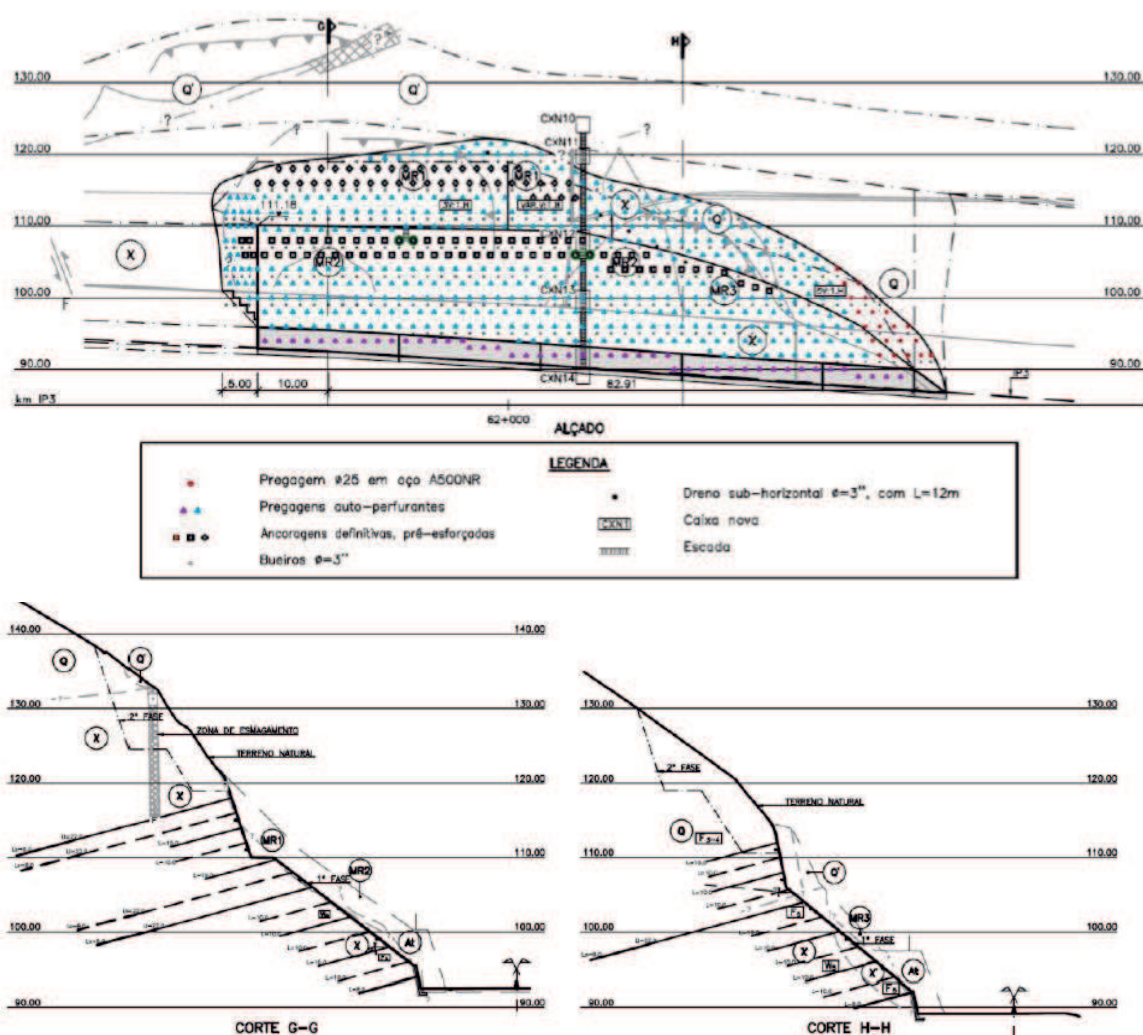


Figura 3-8 - Alçado e cortes de uma das zonas a intervir - Zona B(Cenor).

Foram ainda colocados geodrenos subhorizontais no contacto dos quartzitos mais permeáveis com os xistos argilosos de baixa permeabilidade, para possibilitar o rebaixamento do nível freático que pudesse surgir nesse local.

Foi executado, ao nível do IP3, numa das zonas (A) um muro de semigravidade, que teria como função o suporte do aterro para criação de uma plataforma no coroamento do muro e numa outra zona (B) um muro em betão armado apenas como revestimento.



Figura 3-9 - Fase de obra. Antes e depois da intervenção (Cenor).

3.3. No âmbito das Barragens

3.3.1. Barragem da Meimoa

A barragem da Meimoa, localizada no concelho de Penamacor, distrito de Castelo Branco, é constituída por um aterro de terra zonada, ou seja, é formada por solos com características distintas em que o solo existente com menor coeficiente de permeabilidade é usado no núcleo central, funcionando como vedante, enquanto que o solo com maior coeficiente de permeabilidade (ou enrocamento) é usado nos taludes.

Nestes casos, é essencial a existência de um filtro que estabeleça a fronteira entre os materiais para evitar possíveis ocorrências de erosão interna, devido às forças de percolação que tendencialmente arrastam os finos.

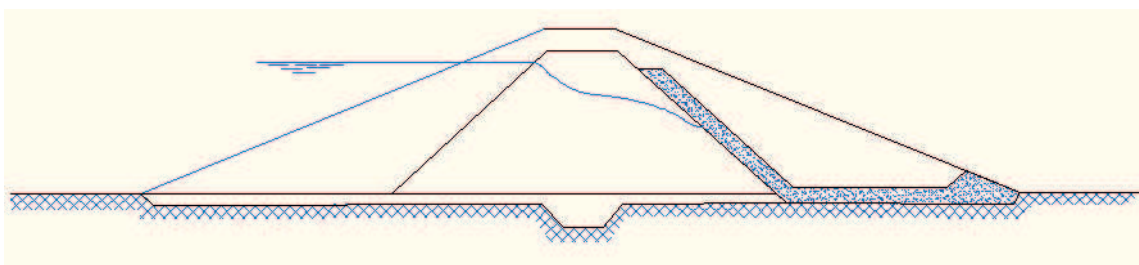
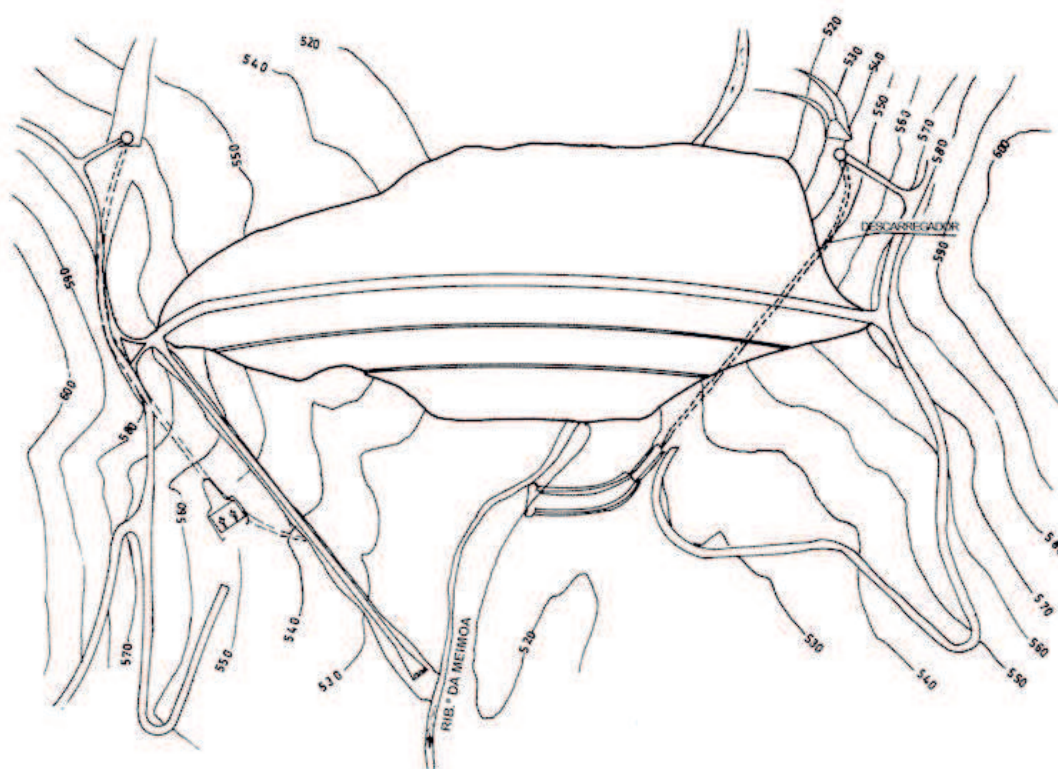


Figura 3-10 - Barragem Zonada com núcleo interno.

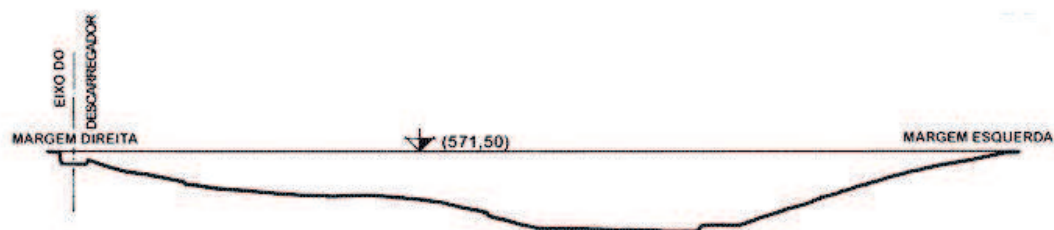
No caso da barragem da Meimoa, foi utilizado o material xistoso existente nas manchas de empréstimo circundantes.



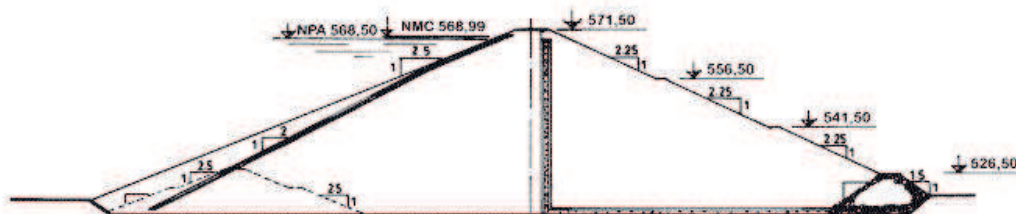
Figura 3-11 - Barragem da Meimoa.



PLANTA

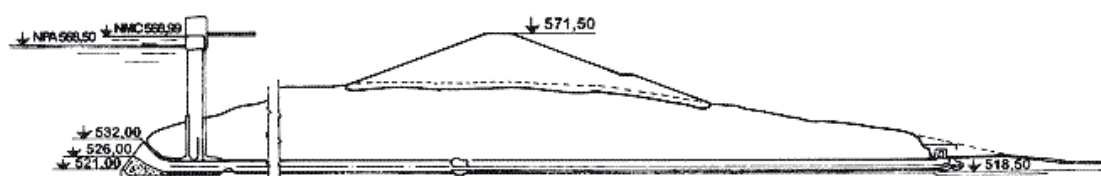


ALÇADO



PERFIL DA BARRAGEM

Figura 3-12 - Projeto Barragem da Meimóia (Planta, alçado e perfil), (<http://sir.dgadr.pt>).



PERFIL

Figura 3-13 - Projeto Barragem da Meimoa (Perfil), (<http://sir.dgadr.pt>).

O estudo do material foi realizado recorrendo à realização de um aterro experimental, contudo, logo à partida verificou-se uma grande quantidade de material grosseiro, ou seja, após compactação com cilindro vibrador, a percentagem de material retido no peneiro (3/4)'' era bastante significativa.

Como é sabido, esta percentagem está inteiramente relacionada com a energia que não é absorvida pelos finos e como tal foi proposto, inicialmente, relacionar-se um ensaio de compactação padrão, correspondente à fração fina, com a compactação in situ, a qual englobava a totalidade granulométrica do material.

O método consistia em executar-se um ensaio de compactação tipo Proctor utilizando um pilão leve, o molde CBR e o peneiro (3/4)'' , deste modo seria possível separar a fração grossa da fina e assim determinar-se o peso específico seco máximo, $\gamma_{m\acute{a}x}$. Por sua vez, seria definido o número de passagens do cilindro, no aterro experimental, a partir do qual o material passaria a não reagir ao aumento da energia de compactação.

Para vários locais do aterro experimental, procedia-se ao cálculo do peso específico seco, referente à fração fina, γ_{df} , o peso específico seco total da amostra, γ_{dt} , e por último a respetiva percentagem de grossos, P_g .

Após estes procedimentos seriam calculados vários parâmetros, nomeadamente:

- Compactação relativa, $C_r = \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{m\acute{a}x}}$, para controlo da compactação em campo;
- Compactação relativa total, $C_{rt} = \frac{\gamma_{dt}}{\gamma_{m\acute{a}x}}$;
- $\Delta C = C_{rt} - C_r$, esta diferença seria proporcional à diferença entre a energia de compactação e a energia absorvida pelos finos. Varia em função da percentagem de grossos.

Determinadas as grandezas apresentadas, foi traçada uma reta de correlação entre ΔC e P_g . A mesma pode ser visualizada na figura 3-3.

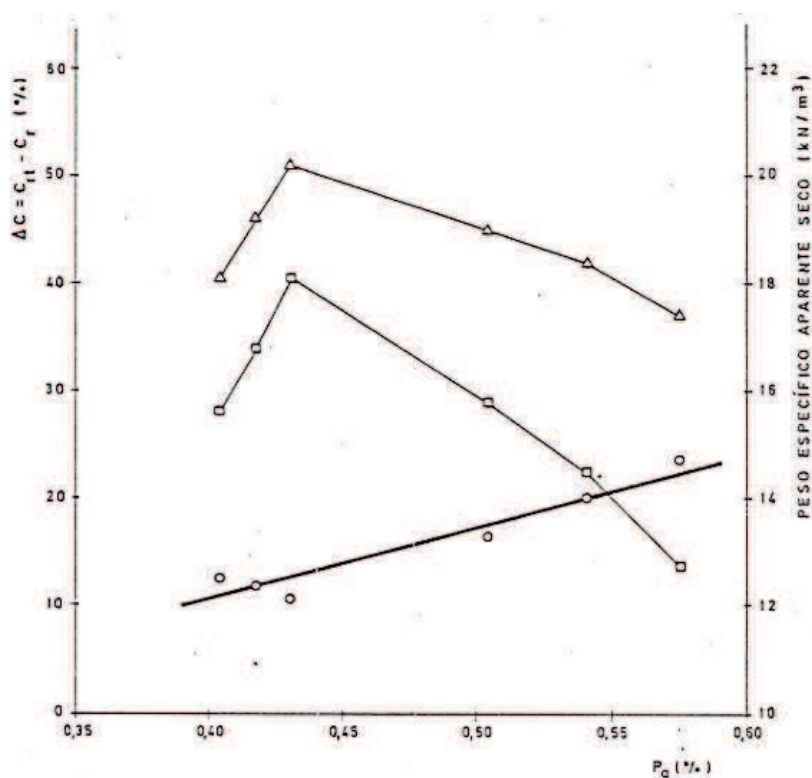


Figura 3-14 - Recta de correlação entre a percentagem de grossos P_g e os valores ΔC (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).

Contudo, também este método não viria a ser utilizado optando-se por relacionar o módulo de deformação uniaxial com a percentagem de grossos, o peso específico seco e o teor em água.

No período entre 1986 e 1993 foram analisados os resultados iniciais respeitantes ao comportamento estrutural da barragem da Meimoa, desde uma cota de água na albufeira de aproximadamente 549 metros até 568,2 metros.

Estes resultados representam os dados obtidos no controlo comportamental da estrutura até ao fim do primeiro enchimento, tendo os mesmos sido adquiridos através de uma rigorosa observação dos técnicos intervenientes, por métodos geodésicos, inclinómetros, piezómetros e pela também pela medição dos caudais afluentes.

Deste estudo, concluiu-se que ocorreram infiltrações na galeria de drenagem, logo após a construção, assim como um ligeiro aumento dos caudais dos drenos, derivado ao aumento do nível de água na albufeira.

Quanto ao aterro, constatou-se que em algumas zonas, as perdas de carga pela fundação eram menores tendo em conta as que foram obtidas no núcleo argiloso.

Esta barragem apresentou também, ao longo do tempo, deslocamentos verticais ao nível das marcas topográficas, dos maciços que ligavam os tubos metálicos dos

inclinómetros e piezómetros ao corpo da barragem; verificaram-se também fendas quer longitudinais quer transversais que danificaram o coroamento ao nível do pavimento e dos passeios.

De seguida, é apresentado um conjunto de imagens comprovativas dos elementos danificados.



Figura 3-15 - Aspeto das vigas de proteção do passeio de jusante e fendas longitudinais no coroamento (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).



Figura 3-16 - Fendas transversais no passeio de montante e jusante (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).



Figura 3-17 - Aspeto das caixas de leitura do coroamento (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).



Figura 3-18 - Pilares de observação dos deslocamentos a montante, com problemas de fissuração no maciço de fundação (Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986)).

3.3.2. Barragem de Silves

Com um perfil transversal do tipo zonado, a barragem de Silves, construída no ano de 1944, apresenta maciços estabilizadores tanto a montante como a jusante do seu núcleo central em que o principal material foi xisto com um grau de alteração variável consoante o local de empréstimo e a respetiva profundidade.



Figura 3-19 - Construção da barragem de Silves (fonte: blog.turismodoalgarve.pt); Barragem de Silves (fonte: www.sulinformacao.pt)

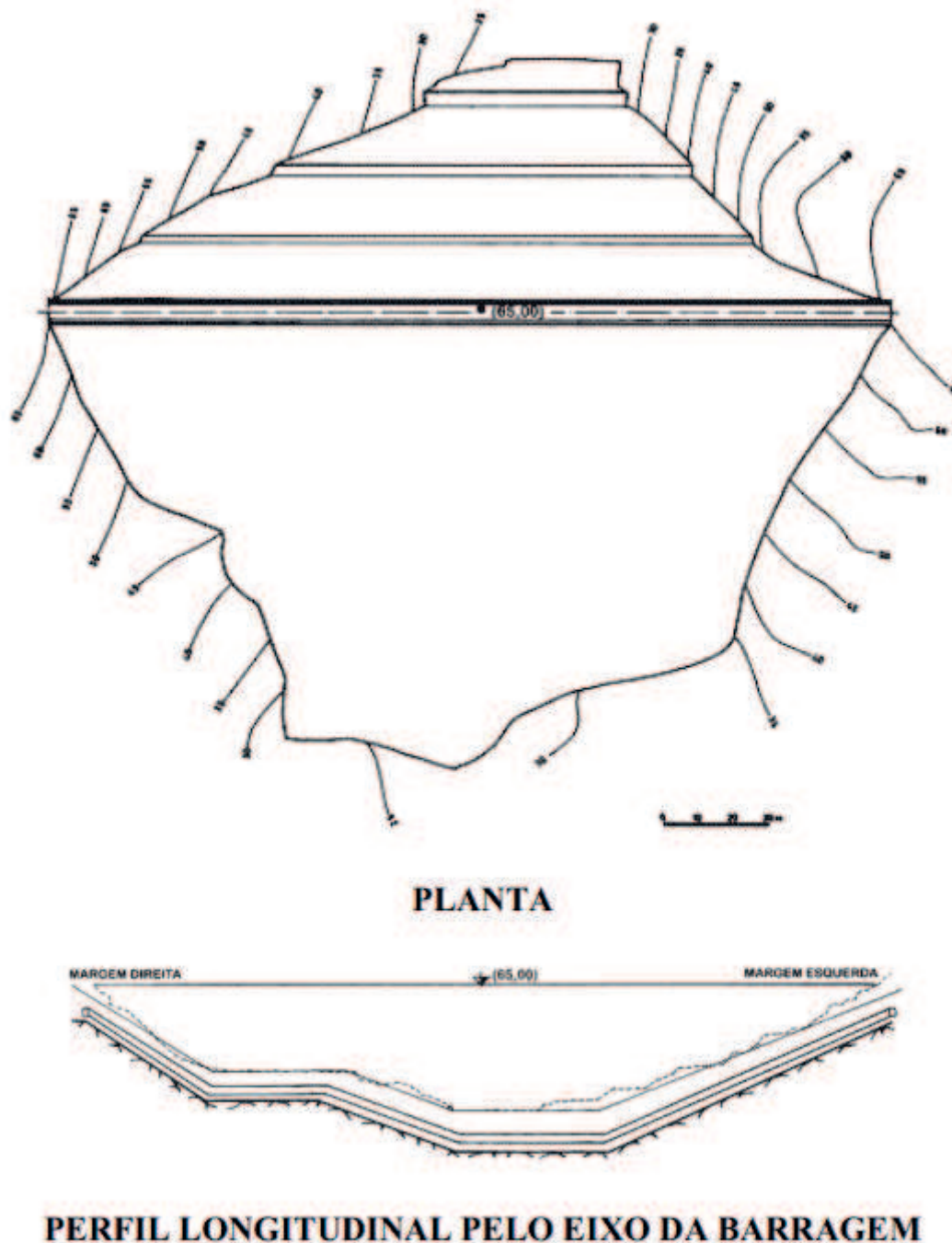


Figura 3-20 - Projeto Barragem de Silves (Planta e perfil longitudinal), (<http://sir.dgadr.pt>).

À data da sua construção a experiência existente em Portugal, no que respeitava aos materiais xistosos, era praticamente nula, pelo que foram realizados variados ensaios laboratoriais com o intuito de se prever a exequibilidade de aterros compactáveis. Para tal efeito, foi realizado um aterro experimental que apresentou como principal

dificuldade a humedificação do material usado. Vir-se-ia a constatar que tal obstáculo seria ultrapassado com uma grade de discos.

Como se pode observar no seu fuso granulométrico (Figura 3-22), o material xistoso apresentava uma grande percentagem de grossos pelo que rapidamente se concluiu que:

- a) *“Para uma mesma zona de empréstimo de xisto alterado os resultados do ensaio de Proctor podem deferir substancialmente;”*
- b) *“A granulometria, só por si, provoca uma diferença muito apreciável entre os teores em água ótimos e entre os pesos específicos secos máximos;”*

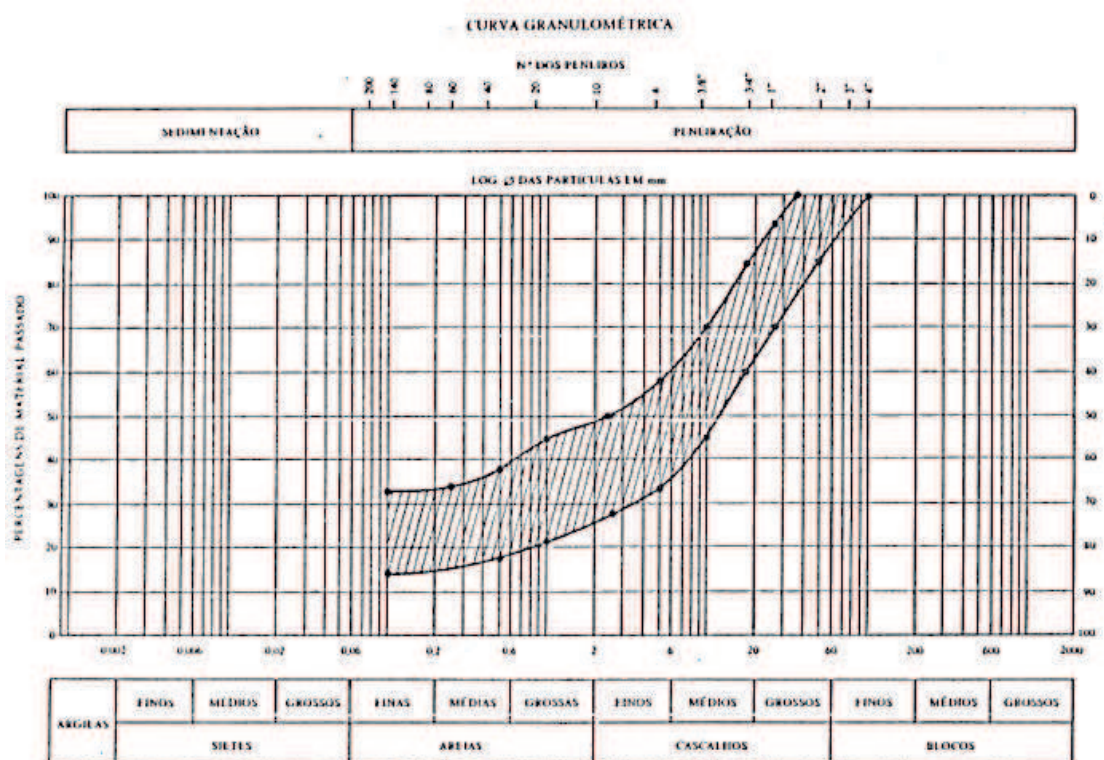


Figura 3-21 - Fuso granulométrico do material xistoso da barragem de Silves (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Deste modo, tais questões teriam de ser levadas em linha de conta na adoção da solução final, na qual se admitiu que o aterro experimental realizado era um aterro exemplar e que estava construído de acordo com o material existente em obra, sendo que esse mesmo material seria considerado todo do mesmo tipo e os eventuais desvios que pudessem surgir seriam meramente casuais.

Perante a formulação de tais suposições, rapidamente se concluiu que se estava perante um controlo que assentava fundamentalmente num estudo estatístico, quando o que realmente se pretendia era que o aterro real apresentasse as mesmas características do aterro experimental.

Assim tornou-se evidente a necessidade de determinar as curvas de frequências acumuladas (Figura 3-22), quer para o peso específico seco quer para o teor em água. Far-se-ia desta forma o controlo de compactação do aterro experimental.

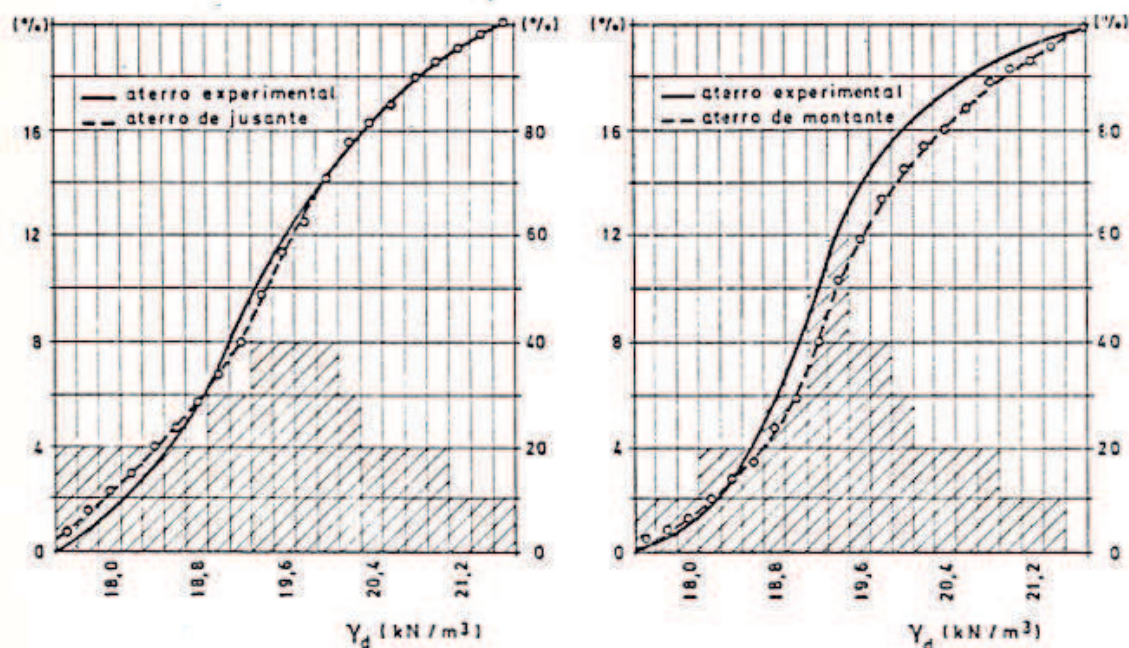


Figura 3-22 - Curvas de distribuição das frequências acumuladas do peso específico seco da barragem de Silves (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Estas curvas seriam obtidas com os valores respeitantes a 50 amostras. Esses valores foram adquiridos nos aterros através de ensaios, pelo método da garrafa de areia, realizados em cada mil metros cúbicos de solo colocado em obra. Para os teores em água, foi utilizado o método do carboneto de cálcio e à posterior sustentados pelos valores obtidos em estufa.

Com a construção da barragem de Silves retiveram-se as seguintes conclusões (Rocha, et al., 1960):

“- Provou-se no caso presente, que foi possível verificar por meio de um pequeno aterro de 5 000 metros cúbicos, a variação das características de um solo de uma dada área de empréstimo da qual posteriormente foram extraídos 500 00 metros cúbicos de material;

- Provou-se ainda que as curvas estatísticas são sensíveis à condições de compactação, pois um aumento de rigor da execução conduziu a um apreciável deslocamento da curva (no sentido de pesos específicos secos mais elevados) referente ao maciço de montante.

3.3.3. Barragem do Mira

Mandada construir pelo Estado Novo, a barragem do Mira (barragem de Santa Clara), em tempos considerada a maior barragem de Portugal (figura 3-24), foi construída entre os anos 1963 e 1973.

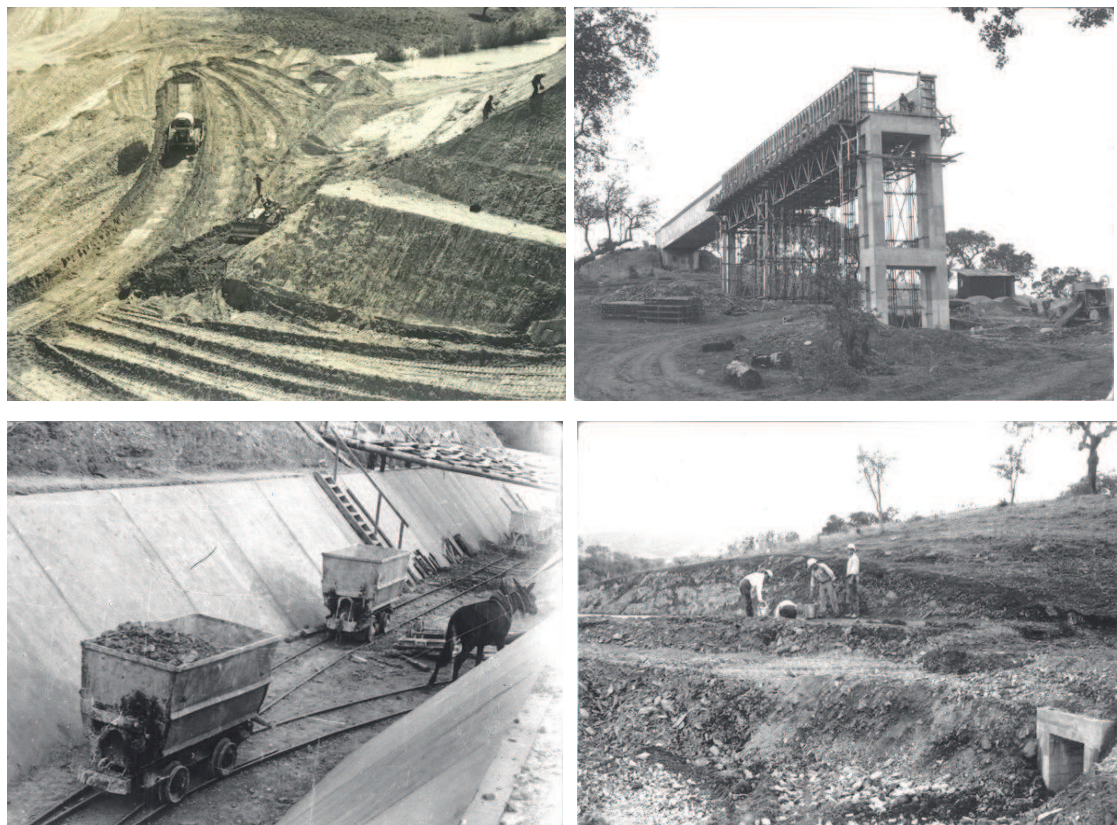


Figura 3-23 - Construção da Barragem do Mira (fonte: www.abm.pt)

Esta barragem é do tipo barragem de terra, com um perfil zonado em que o seu núcleo apresenta um material argiloso com maciços laterais em xisto. Este xisto, pouco alterado, foi proveniente de grandes manchas de empréstimo existentes na zona.

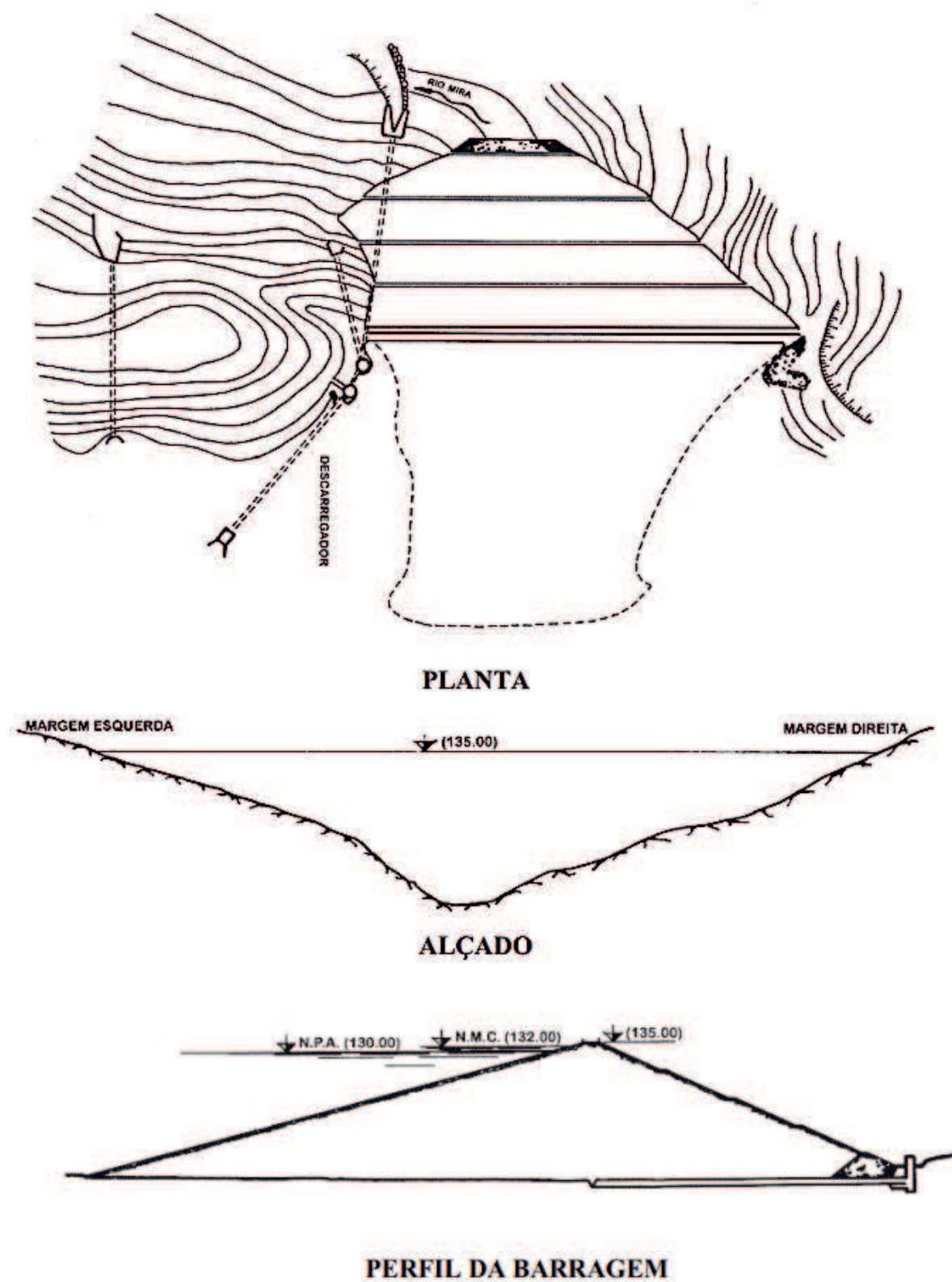


Figura 3-24 - Projeto Barragem do Mira (Planta, alçado e perfil), (<http://sir.dgadr.pt>).



Figura 3-25 - Barragem do Mira (fonte: www.sulinformacao.pt).

Também na construção desta barragem, houve a necessidade de se recorrer à técnica do aterro experimental uma vez que, e à semelhança do que sucede com a maioria das obras em aterro, não se conhecia a qualidade do material nem quais as suas condições para a sua utilização.

Foram então realizados três aterros experimentais, sendo que após a conclusão do primeiro se concluiu que a construção do mesmo levou a resultados inaceitáveis e nem sempre interpretáveis, devido à sua realização sobre uma fundação pouco saneada e com uma deformabilidade excessiva. Já no término do segundo, estabeleceu-se que a compactação de camadas com 80 cm e com uma rega efetuada no próprio aterro não era eficaz, uma vez que nas camadas mais em profundidade, o material não sofria qualquer tipo de trituração, como é facilmente observável na figura 3-27.

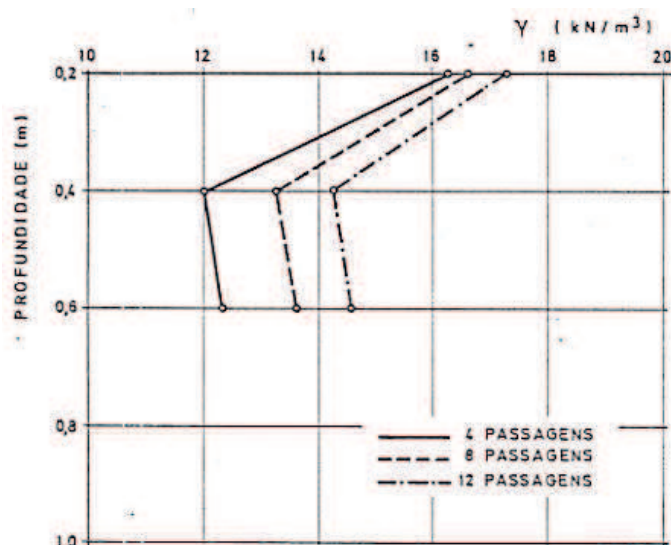


Figura 3-26 - Evolução dos pesos específicos secos com a profundidade e com o número de passagens do cilindro (2º aterro experimental da barragem do Mira) (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Com a construção do terceiro e último aterro, tornou-se evidente que se a deposição do material, respeitante a cada camada, fosse efetuada em subcamadas, iria originar uma maior eficácia e um maior volume de trituração e homogeneidade do material.

Deste modo, verificou-se que os pesos específicos secos praticamente não sofriam nenhuma variação nem com a profundidade nem com o número de passagens do cilindro. A Figura 3-28, ilustra isso mesmo.

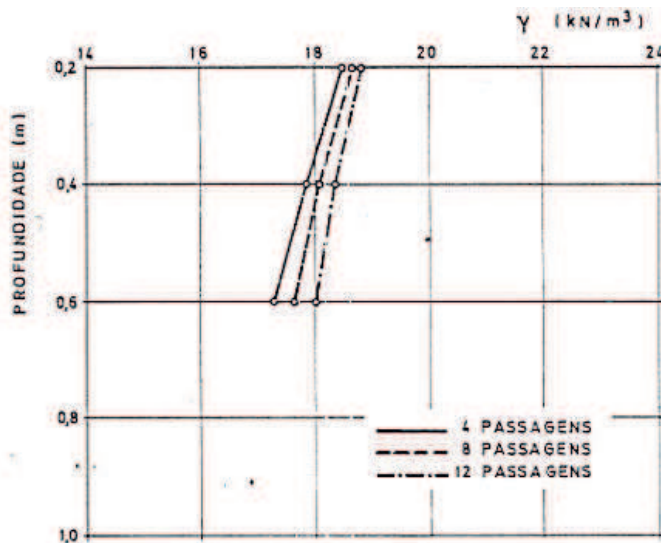


Figura 3-27 - Evolução dos pesos específicos secos com a profundidade e com o número de passagens do cilindro (3º aterro experimental da barragem do Mira) (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Assim, o aterro da Barragem do Mira foi construído tendo por base o modelo construtivo do terceiro aterro experimental.

3.3.4. Barragem do Monte da Rocha

Situada no baixo Alentejo, no concelho de Ourique, a barragem do Monte da Rocha é composta por xistos alterados nos maciços estabilizadores a montante e a jusante do seu núcleo argiloso.



Figura 3-28 - Barragem do Monte da Rocha (fonte: portugalfotografiaaerea.blogspot.pt)

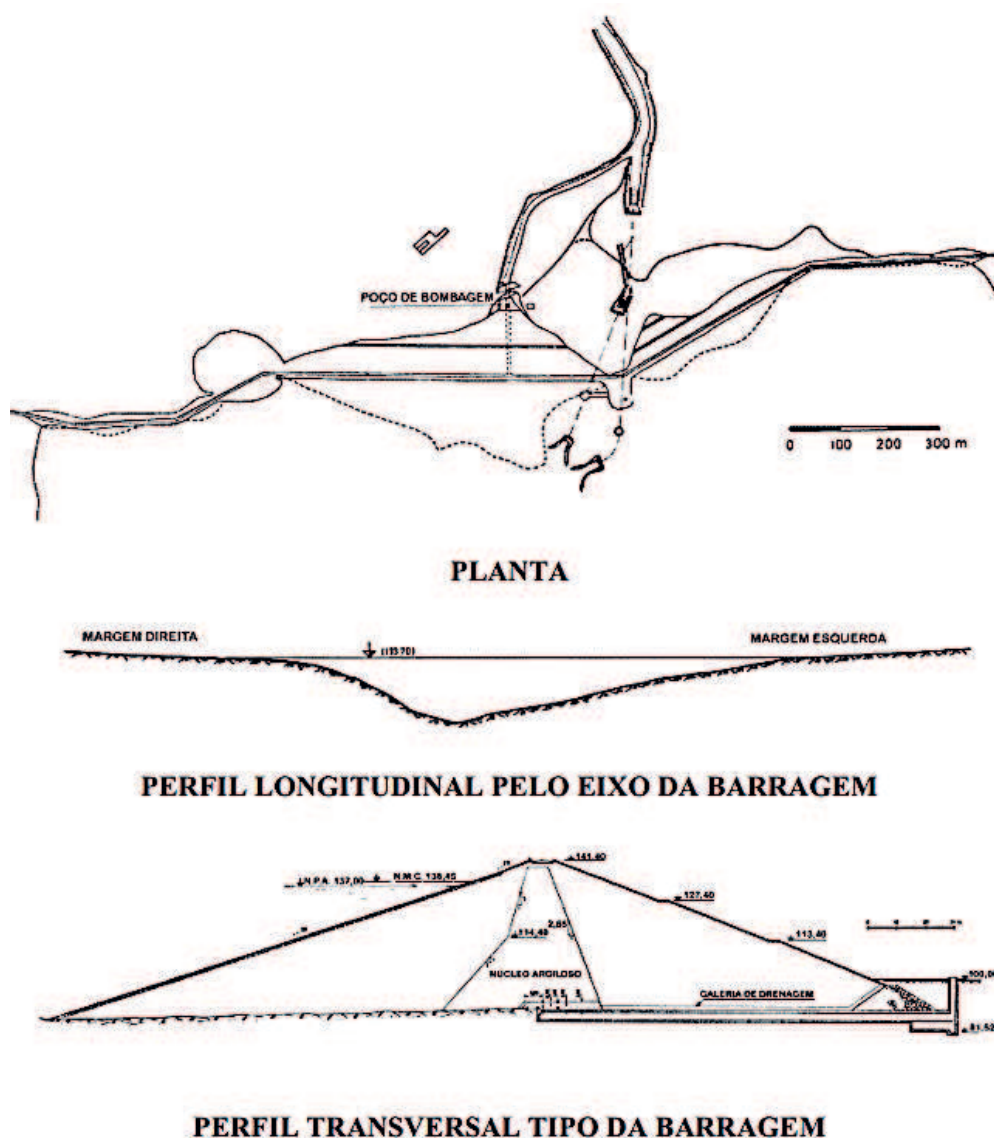


Figura 3-29 - Projeto Barragem Monte da Rocha (Planta, perfil longitudinal e perfil transversal), (<http://sir.dgadr.pt>).

Inicialmente, o seu controlo de compactação havia sido delineado de acordo com a experiência adquirida com a construção da barragem do Mira, ou seja, seriam

comparados os pesos específicos e os teores em água obtidos in situ com os valores recolhidos em laboratório provenientes dos ensaios de Proctor leve, realizados em molde CBR sobre a fração passada no peneiro (3/4)". No entanto, passados cinco meses após a iniciação da obra da barragem, verificou-se que os aterros estavam a sofrer um elevado grau de compactação.

A energia de compactação revelou-se não ser a mais adequada e como tal seria inevitável recorrer-se a um aterro experimental que permitisse investigar de que modo o número de passagens do cilindro influenciava o aterro.

Construiu-se então um aterro experimental distinto dos casos anteriormente apresentados. Com 90 metros de comprimento, 25 metros de largura e 0,8 metros de espessura, este aterro foi demarcado em 5 faixas longitudinais, cada uma delas com uma largura de aproximadamente cinco metros. Em cada faixa, foram adicionadas diferentes quantidades de água, durante a colocação e espalhamento do material, de modo a registar diferentes teores em água. Seguidamente, o aterro foi compactado com duas passagens do cilindro vibrador e distinguidos três níveis de profundidade (topo, meio e fundo da camada) por forma a determinarem-se os pesos específicos secos, os teores em água e a respetiva granulometria do material compactado.

Na planta que se segue (figura 3-30) é esquematizado o processo descrito.



Figura 3-30 - Esquema com a localização das operações efetuadas no aterro experimental da barragem do Monte da Rocha (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Uma vez registados os resultados relativos ao aterro experimental traçaram-se, para cada nível de profundidade e cada nível de energia, as respetivas curvas de compactação. A figura 3-31 representa esses mesmos resultados.

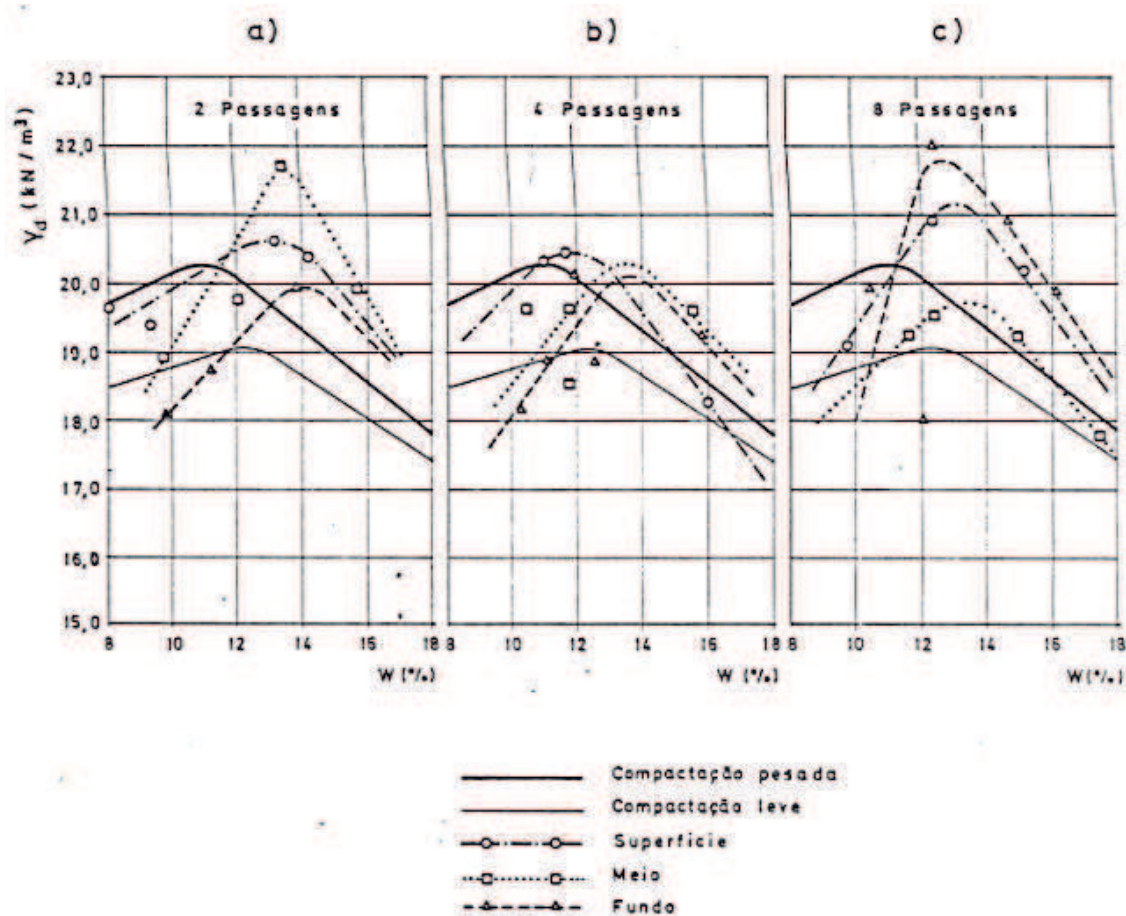


Figura 3-31 - Resultado dos estudos de compactação da barragem do Monte da Rocha (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Concluiu-se que os valores que se obtiveram com os ensaios de compactação em laboratório não iam ao encontro dos obtidos com a compactação com os cilindros vibradores, assim como, o teor em água ótimo não sofria alterações significativas com o número de passagens. Já no que respeitava aos pesos específicos secos máximos, estes poderiam aumentar ou diminuir em função da profundidade e do número de passagens do cilindro.

Quanto à granulometria, apesar de não se verificarem alterações com o número de passagens do cilindro, constatou-se que, com a compactação, existia uma acentuada diminuição do material grosseiro retido no peneiro 3/4" (figura 3-32).

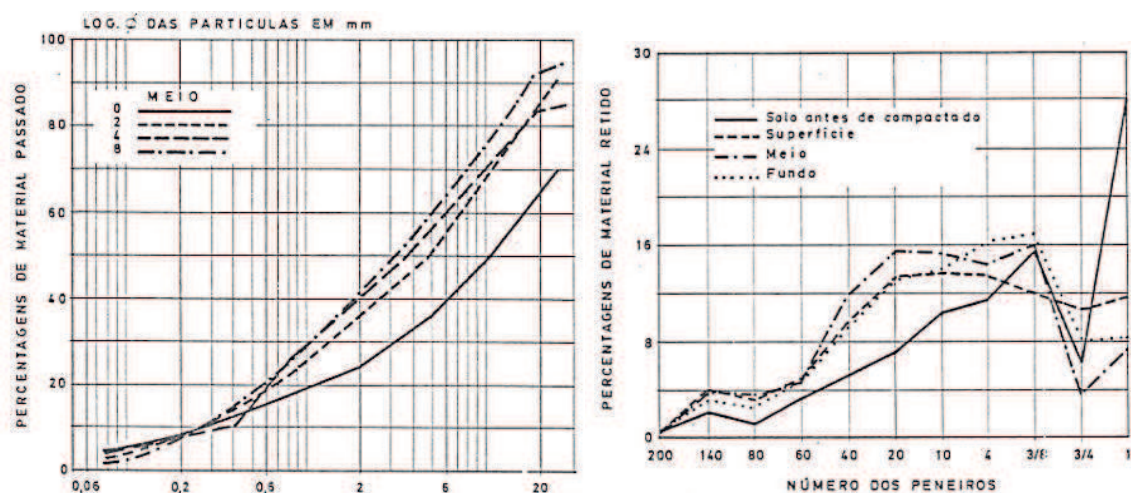


Figura 3-32 - Evolução da granulometria com a profundidade (2 passagens), barragem do Monte da Rocha (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Deste modo, o controlo de compactação dos aterros do Monte da Rocha foi realizado de acordo com o ensaio de compactação pesada, uma vez que foi o que melhor se adequou às condições de campo.

3.3.5. Barragem do Azibo

Situada no concelho de Macedo de Cavaleiros, distrito de Bragança, a barragem do Azibo foi construída com um material xistoso (Grauvaque, cloroxistos e xistos anfíbólicos) usado em duas zonas distintas do aterro. A montante do filtro central para o controlo da percolação e a jusante do mesmo filtro para a estabilização do maciço.



Figura 3-33 - Barragem do Azibo (fonte: Google maps).

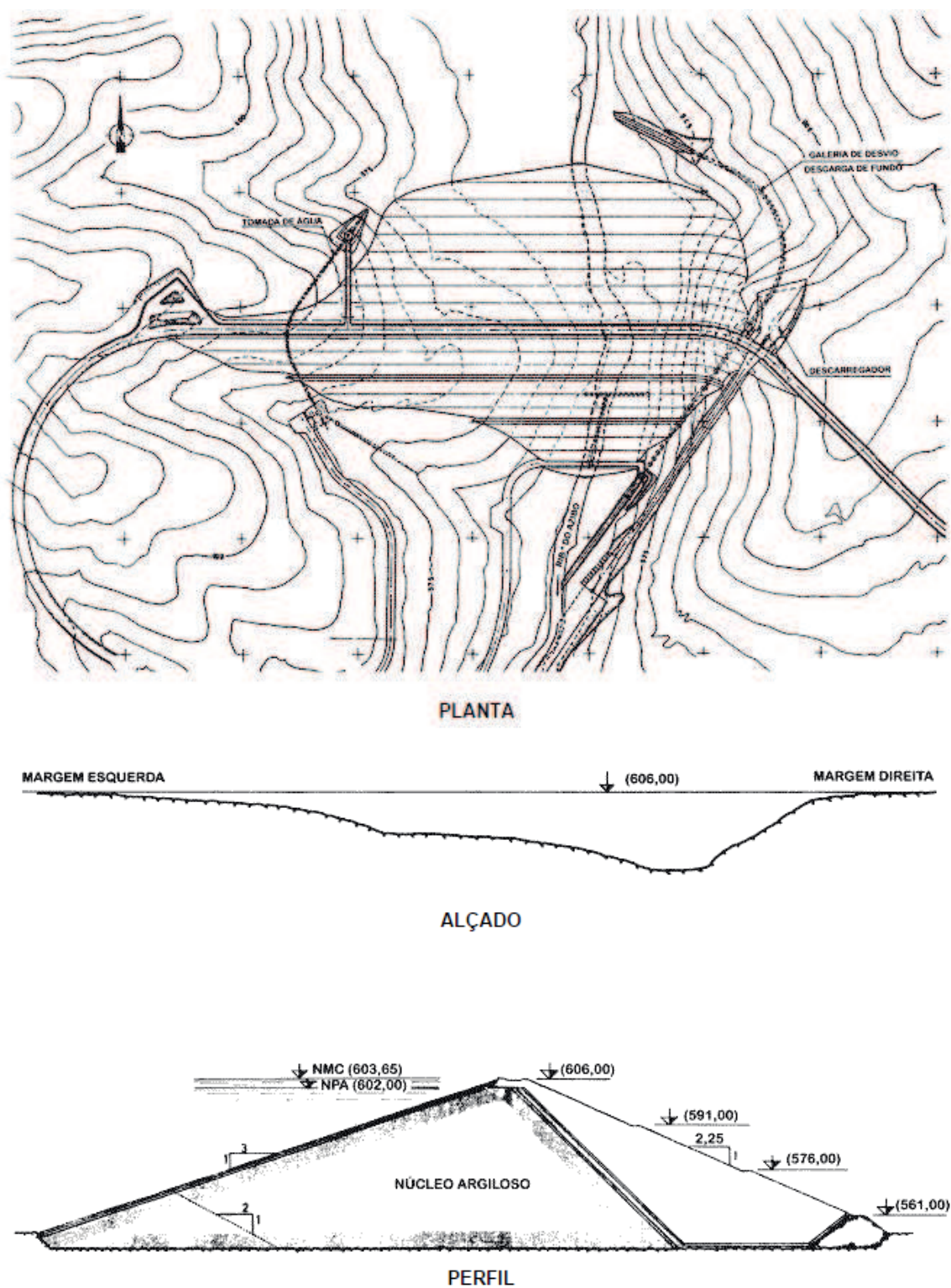


Figura 3-34 - Projeto Barragem do Azibo (Planta, alçado e perfil), (<http://sir.dgadr.pt>).

Inicialmente estava prevista a construção de uma terra experimental, contudo a execução do aterro da barragem foi iniciada sem que fosse executado o dito aterro.

Foram tidos como parâmetros, para o controlo da compactação, o peso específico e o teor em água resultantes do ensaio de Proctor leve.

Decorridos três meses, deu-se a construção do primeiro aterro experimental que consistia em fazer passar o cilindro compactador sobre a totalidade do material que compunha cada camada. Contudo esta técnica construtiva diferia da usada em obra que assentava basicamente na deposição de material, com um “motor-scrafer”, em camadas finas, as quais eram humedecidas com a passagem de um auto-tanque e posteriormente compactadas com um cilindro de pés-de-carneiro não vibratório, com o objetivo de reduzir a percentagem de grossos.

O processo de deposição e humedificação era extinto quando se atingisse uma determinada espessura de subcamadas, passando assim a exercer-se unicamente as passagens com o cilindro compactador.

Dos resultados obtidos com a construção deste aterro experimental pode concluir-se que os pesos específicos secos progrediam quando se aumentavam as passagens de quatro para oito, deste modo, o ensaio padrão de controlo passou a efetuar-se em molde CBR e o peneiro (3/4) “ para separação de grossos e finos.

O segundo aterro experimental foi construído com as mesmas técnicas da construção do aterro da barragem e revelou que a energia do ensaio padrão era bastante diferente à energia de compactação in situ, assim como se verificou que a curva padrão situava-se entre a compactação leve e a compactação pesada.

Concluídos e analisados os estudos que envolviam os aterros experimentais anteriores definiu-se a construção dos mesmos. O transporte do material seria efetuado diretamente para o aterro, sem adição de água, até que a camada apresentasse uma altura de 60 cm, posteriormente seria sujeito à passagem do cilindro vibrador por três vezes. Não foi efetuado nenhum ensaio de controlo.

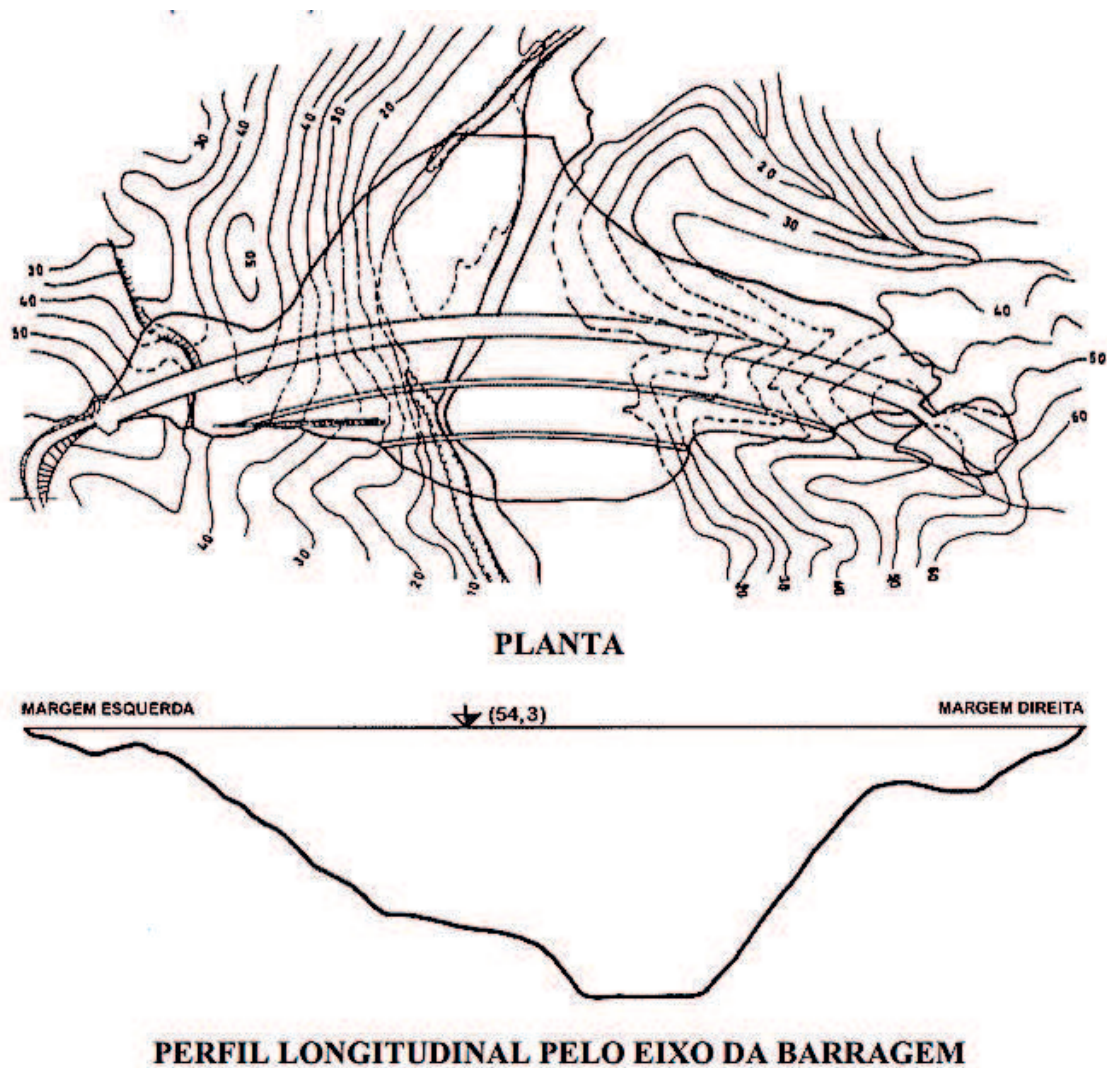
3.3.6. Barragem do Beliche

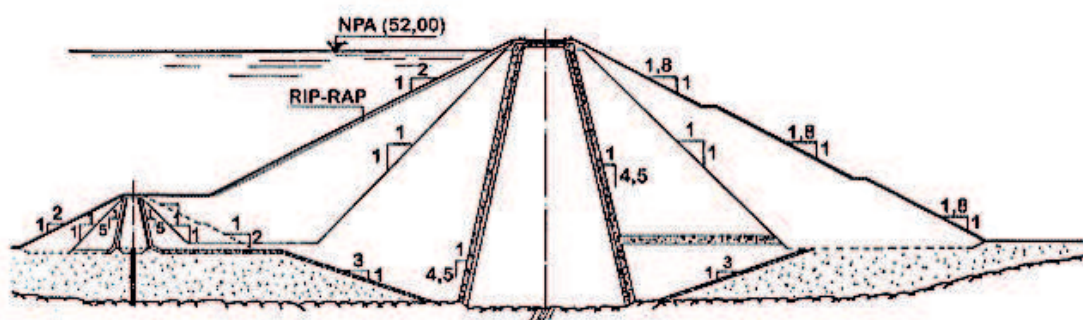
À semelhança das barragens anteriormente apresentadas, também a barragem do beliche, localizada no concelho de Castro Martim, foi construída com um material xistoso (Xistos e Grauvaques).

Este tipo de material foi aplicado na zona de transição, entre o núcleo e os maciços estabilizadores, constituídos por enrocamento, e na zona do núcleo central constituído por materiais argilosos e complementado com o material xistoso, por insuficiência do material argiloso.



Figura 3-35 - Barragem do Beliche (fonte: pt.wikipedia.org).





PERFIL TRANSVERSAL TIPO DA BARRAGEM

Figura 3-36 - Projeto Barragem do Beliche (Planta, perfil longitudinal e perfil transversal), (<http://sir.dgadr.pt>).

Para cada zona foram adotadas particularidades distintas. Na zona de transição pretendia-se atingir uma deformabilidade intermédia relativamente à que era exibida pelo núcleo e também pelo maciço exterior, constituído por enrocamento. Era também pretendido que a zona de transição fosse drenante.

Deste modo, para a zona de transição, foi calculado o peso específico, compacidade relativa, o teor em água e a granulometria do material de um aterro experimental com três zonas, cada uma delas com energias de compactação diferentes.

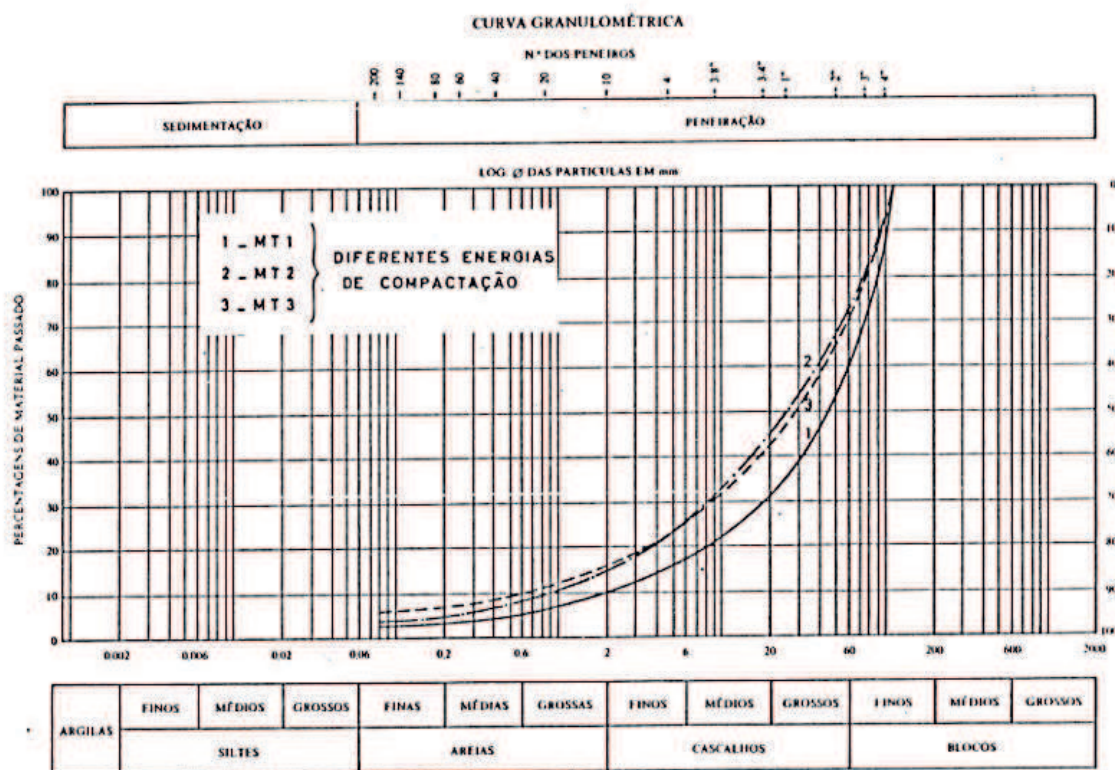


Figura 3-37 - Granulometria do material xistoso (de transição) utilizado no aterro experimental da barragem do Beliche (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Esta determinação obedeceu ao método usualmente adotado em enrocamentos que de uma forma muito breve se resume em recolher o material de uma cova, aberta no aterro. Esse mesmo material é pesado medindo-se o volume da cova. Após ser conhecido o valor do teor em água do material recolhido é possível calcular-se o peso específico aparente seco.

Era exigido que a percentagem do material retido no peneiro 200 não ultrapassasse os 5% e que os valores do peso específico aparente seco a observar no aterro da barragem fosse seccionado num determinado intervalo. Para garantir tais exigências partiu-se das compacidades atingidas in situ e já em laboratório realizaram-se ensaios de compressão uniaxiais com o intuito de se conhecerem as compacidades que permitiam atingir módulos endométricos aceitáveis.

No que se refere ao núcleo central, e tal como foi anteriormente mencionado, a utilização do material xistoso deveu-se à insuficiência de materiais unicamente argilosos.

Como tal, começou-se por se separar a fração retina no peneiro (3/4)", para utilização na zona de transição da fração que passava no dito peneiro, contudo esta era uma solução morosa e dispendiosa pela qual se decidiu como alternativa a realização de um novo aterro experimental em que o material era triturado, por um cilindro de pés de carneiro, logo após a sua deposição e humidificação, aumentando deste modo a percentagem de finos, seguidamente era compactado com um cilindro vibrador pesado.

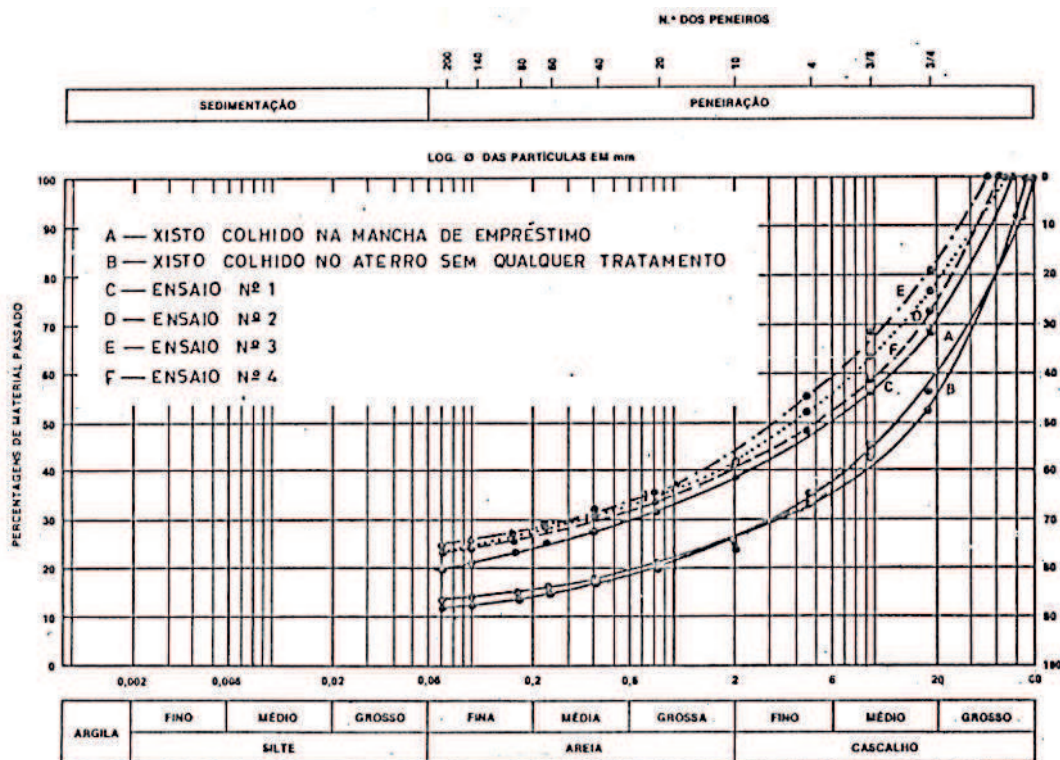


Figura 3-38 - Evolução granulométrica do material xistoso utilizado no núcleo central da barragem do Beliche (Coutinho, A. G. F. d. S. (1987)).

Com o material proveniente do aterro experimental, após compactado, efetuaram-se ensaios laboratoriais de compactação leve em molde CBR para assim se conhecerem os parâmetros de controlo.

Foi exigido um desvio do teor em água entre -1% e +1% relativamente ao ótimo e uma compactação relativa superior a 95%. Já a granulometria, não poderia apresentar mais de 30% de material retido no peneiro (3/4)" nem menos de 15% de material passado no peneiro 200.

3.4. No âmbito das Vias Férreas

3.4.1. Aterros Pocinho - Vila Franca das Naves

No mês de Março do ano de 1981, a Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses levou a cabo um estudo sobre a caracterização físico-mecânica de um material xistoso destinado á construção de aterros de suporte à linha férrea Pocinho - Vila Franca das Naves.

Foram enviadas para o LNEC duas amostras do material para se determinar a respetiva análise granulométrica, as massas volúmicas e porosidades de pequenos fragmentos de rocha e ainda a resistência ao corte.

No que respeitava à análise granulométrica das duas amostras, os resultados revelaram-se serem bastante aproximados não se distinguindo qualquer diferença litológica entre os dois materiais, efetuando-se deste modo uma junção dos dois e passando-se a admitir apenas uma única amostra.

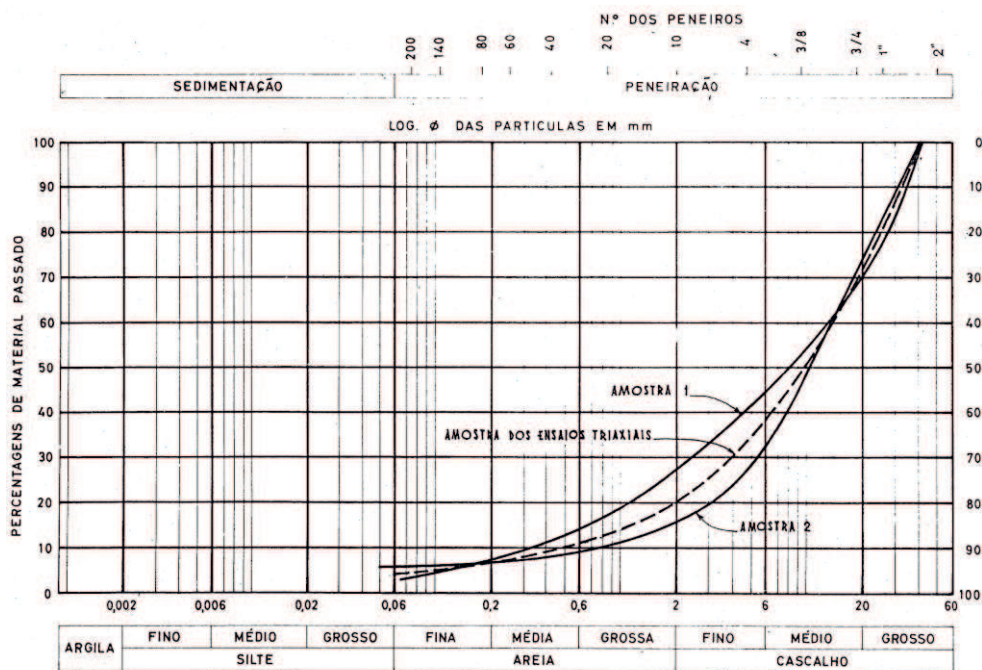


Figura 3-39 - Análise Granulométrica (Pinto, A. A. V. (1981)).

A amostra foi posteriormente dividida em dois grupos, uma vez que ao selecionar o material para o cálculo das massas volúmicas e porosidades, se percebeu que a mesma apresentava partículas com vários estados de alteração. Como tal, escolheram-se quatro amostras de cada grupo, e realizaram-se ensaios dos quais se obtiveram os resultados que se seguem, sendo que o símbolo MAA e MEA referem-se respetivamente ao grupo mais alterado ou menos alterado.

Tabela 3-1 - Porosidades e massas volúmicas, (Pinto, A. A. V. (1981)).

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	POROSIDADE	MASSA VOLÚMICA APARENTE	MASSA VOLÚMICA REAL
	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)
MAA-1	17.80	2.37	2.88
MAA-2	15.88	2.42	2.88
MAA-3	17.22	2.46	2.97
MAA-4	22.55	2.26	2.92
MEA-1	15.16	2.46	2.89
MEA-2	15.23	2.44	2.87
MEA-3	18.44	2.40	2.94
MEA-4	16.73	2.39	2.87

Dos resultados observados, confirmou-se um elevado estado de alteração, ou seja, baixa resistência à fracturação, com uma porosidade - 18%, uma massa volúmica aparente - 2.4 (g/cm³) e uma massa volúmica real - 2.9 (g/cm³).

4. Especificações, normas e classificações aplicadas no âmbito deste trabalho;

4.1. Considerações Iniciais

De seguida, serão apresentadas e analisadas as principais especificações, normas e classificações portuguesas que foram tidas em conta no estudo do material em análise neste trabalho.

Serão ainda consideradas as classificações de solos aplicadas em França e as classificações de solos ASTM e AASHTO existentes no continente Americano, uma vez que estas já contemplam a classificação de xistos.

4.2. Especificação LNEC E196 1966: “Solos. Análise Granulométrica”

Pretende-se com esta especificação definir, quantitativamente e através do método especificado, o tamanho das partículas constituintes de um determinado solo, sendo estes representados numa curva granulométrica.

Esta especificação prevê dois casos particulares, tendo em conta o tipo de solo a ensaiar e o fim a que se destina, sendo eles a análise granulométrica por peneiração e a análise granulométrica por sedimentação, sendo que no primeiro caso poderão ser considerados solos grossos com pouca ou nenhuma quantidade de finos enquanto para o segundo caso serão tidos em conta solos com elevadas percentagens de finos.

4.3. Especificação LNEC E197 1966: “Solos. Ensaio de compactação”

Destina-se esta especificação a fixar o procedimento de compactação, em laboratório, de um dado solo.

São estabelecidos neste documento quatro tipos de compactação, nomeadamente:

- Compactação leve em molde pequeno;
- Compactação pesada em molde pequeno;
- Compactação leve em molde grande;
- Compactação pesada em molde grande;

A compactação leve ou pesada representa a energia de compactação em função do número de pancadas por camada, do pilão e da altura de queda do mesmo.

Relativamente à utilização do molde pequeno, este é utilizado para percentagens, de material retido no peneiro n^o4 (4,76 mm), não superior a 20%. Por sua vez a utilização do molde grande aplica-se para qualquer caso desde que a percentagem, retida no peneiro 3/4" (19 mm), não seja superior a 20%, caso esta condição não se verifique então esta especificação deixa de ter aplicabilidade.

4.4. Especificação LNEC E240 1970: “Solos. Classificação para fins rodoviários”- Classificação AASTHO

Esta especificação classifica os solos em grupos e subgrupos, tendo em conta a sua análise granulométrica e os seus limites de consistência.

Para se efetuar esta classificação tem-se em conta os materiais fixando uma condição inicial, ou seja, 35% ou menos das partículas que passam no peneiro n^o200 (0,074 mm) ASTM, dividindo-se desta forma os solos em materiais granulares ou materiais silto-argilosos.

Tipos de solos	Materiais granulares [35 % ou menos passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM]						Materiais silto-argilosos [mais de 35 % passando no peneiro de 0,074 mm (n.º 200) ASTM]			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
Grupos e subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7			A-7-5 A-7-6
Granulometria — % passando nos peneiros ASTM:										
2,00 mm (n.º 10)	50 máx	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,420 mm (n.º 40)	30 máx	50 máx	51 mín	—	—	—	—	—	—	—
0,074 mm (n.º 200)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín
Características da fracção passando no peneiro de 0,420 mm (n.º 40) ASTM:										
Límite de liquidez	—	—	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín ⁽¹⁾
Índice de plasticidade	6 máx	não plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín ⁽¹⁾
Índice de grupo ⁽²⁾	0	0	0	4 máx			8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Tipos usuais dos constituintes significativos dos materiais	calhau, seixo e areia		areia fina	seixo e areia siltosos ou argilosos			solos siltosos		solos argilosos	
Comportamento na camada sob o pavimento	excelente a bom						regular a muito mau			

(¹) O índice de plasticidade do subgrupo A-7-5 é igual ou menor que o limite de liquidez menos 30.
 O índice de plasticidade do subgrupo A-7-6 é maior que o limite de liquidez menos 30.
 (²) O índice de grupo indica-se entre parêntesis depois do símbolo do grupo ou subgrupo. Exemplos: A-3 (0); A-2-7 (3); A-7-5 (18).

Figura 4-1 - Tabela para a classificação de solos para fins rodoviários.

Deste modo torna-se possível identificar os diferentes grupos e subgrupos para cada material, nomeadamente:

- A-1 – calhau (fragmentos de pedra), seixo (cascalho) e areia;
- A-2 – Seixo (cascalho) e areia, siltosos ou argilosos;
- A-3 – Areia fina;

Estes três grupos poderão variar entre o excelente e o bom.

- A-4 e A-5 – Solos Siltosos;
- A-6 e A-7 – Solos argilosos;

Dentro do grupo A-7, determina-se o Índice de Plasticidade (I_p) e fixa-se o subgrupo, A-7-5 ou A-7-6.

Estes grupos poderão variar entre o regular a muito mau.

Esta classificação para fins rodoviários conclui-se com o cálculo do Índice de Grupo (IG), podendo este ser determinado através dos ábacos presentes na especificação:

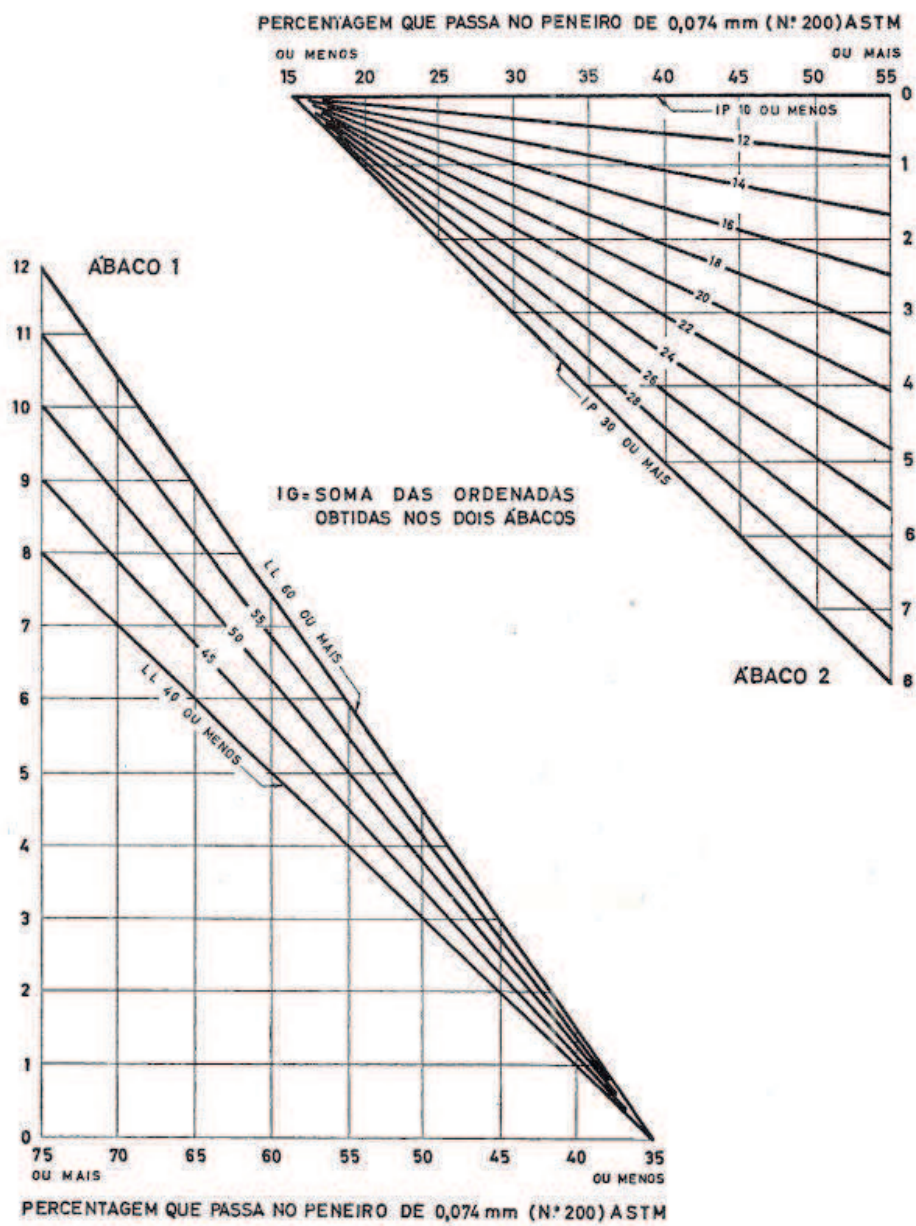


Figura 4-2 - Gráficos para a obtenção do Índice de Grupo (IG).

Ou através da fórmula empírica que se segue:

$$I_G = (F - 35)[0.2 + 0.005(\omega_L - 40)] + 0.01(F - 15)(I_p - 10)$$

Em que:

F – percentagem que passa no peneiro n^o200 (arredondado à unidade);

$$I_G \geq 0$$

4.5. Norma Portuguesa NP-143 1969: “Determinação dos limites de consistência”

Destina-se esta norma a normalizar os processos de cálculo referentes ao limite de liquidez (LL), plasticidade (LP) e retração (LR) de potenciais solos a aplicar em obras de Engenharia Civil.

Estes três limites apenas são aplicáveis a solos que apresentem cerca de 30%, ou mais, de partículas com dimensões inferiores a 0.05 mm, excluindo deste modo os solos arenosos.

4.6. Norma Portuguesa NP EN 1097-1 2002: “Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 1: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval) ”

Serve a presente norma para especificar o método a utilizar nos ensaios e determinação da resistência ao desgaste de agregados grossos.

Segundo esta norma, é possível ensaiar a amostra tanto no estado húmido como no estado seco, aplicando-se deste modo, a agregados naturais, artificiais ou reciclados.

4.7. Norma Portuguesa NP EN 1097-2 2002: “Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 2: Métodos para a determinação da resistência à fragmentação ”

Esta norma tem por objetivo, estabelecer os processos para o cálculo da resistência à fragmentação de um agregado grosso.

São ficados dois métodos:

- a) Ensaio de Los Angels (método de referência);
- b) Ensaio de Fragmentação (método alternativo);

Também esta norma europeia se aplica a agregados naturais, artificiais ou reciclados.

4.8. Classificações de solos ASTM

A década de 70 foi marcada pelo início da formulação de critérios referentes à construção de aterros por parte da Federal Highway Administration (FHWA), com o

intuito de elaborar um guia técnico que englobasse diversas propostas e recomendações no que respeitava à compactação e seu controlo.

Em 1952, o Professor Arthur Casagrande, desenvolveu o designado sistema de Classificação Unificada, que se aplica em aterros de aeródromos e estradas. Este sistema baseia-se nas características de compressibilidade e plasticidade dos solos em que os finos alteram o comportamento dos mesmos.

Solos Grossos % retida no #200 >50%	Cascalho % cascalho > % areia	% finos < 5	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	GW	cascalho bem graduado (1)	
			$C_u \leq 4$ e/ou [$C_c < 1$ ou $C_c > 3$]	GP	cascalho mal graduado (1)	
		5 ≤ % finos ≤ 12	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ e finos ML ou MH	GW – GM	cascalho bem graduado com silte (2)	
				GW – GC	finos CL ou CH: cascalho bem graduado com argila (2) finos CL-ML: cascalho bem graduado com argila siltosa (2)	
			$C_u \leq 4$ e/ou [$C_c < 1$ ou $C_c > 3$] e finos ML ou MH	GP – GM	cascalho mal graduado com silte (2)	
				GP – GC	finos CL ou CH: cascalho mal graduado com argila (2) finos CL-ML: cascalho mal graduado com argila siltosa (2)	
		% finos > 12	finos ML ou MH	GM	cascalho siltoso (1) (*)	
			finos CL ou CH	GC	cascalho argiloso (1) (*)	
		Areia % areia ≥ % cascalho	% finos < 5	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	SW	areia bem graduada (3)
				$C_u \leq 4$ e/ou [$C_c < 1$ ou $C_c > 3$]	SP	areia mal graduada (3)
	5 ≤ % finos ≤ 12		$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ e finos ML ou MH	SW – SM	areia bem graduada com silte (4)	
				SW – SC	finos CL ou CH: areia bem graduada com argila (4) finos CL-ML: areia bem graduada com argila siltosa (4)	
			$C_u \leq 4$ e/ou [$C_c < 1$ ou $C_c > 3$] e finos ML ou MH	SP – SM	areia mal graduada com silte (4)	
				SP – SC	finos CL ou CH: areia mal graduada com argila (4) finos CL-ML: areia mal graduada com argila siltosa (4)	
	% finos > 12		finos CL ou CH	SC	areia argilosa (3) (*)	
			finos ML ou MH	SM	areia siltosa (3) (*)	
			finos CL-ML	SC – SM	areia argilo-siltosa (3) (*)	

(*) Se os finos são orgânicos, juntar 'e finos orgânicos'

Figura 4-3- Classificação de solos- Solos Grossos - ASTM D 2487.85;

Solos Finos % retida no #200 ≤ 50%	Inorgânicos $\frac{w_L \text{ (seco em estufa)}}{w_L \text{ (sem secagem)}} \geq 0,75$	Siltes e Argilas $w_L < 50\%$	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima	CL	se %retida no #200 ≤ 15: argila magra se 15 < %retida no #200 < 30: argila magra (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila magra (7)(8)(9)(10)
			4 ≤ IP ≤ 7 e situa-se na linha A ou acima	CL – ML	se %retida no #200 ≤ 15: argila siltosa se 15 < %retida no #200 < 30: argila siltosa (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila siltosa (7)(8)(9)(10)
			IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A	ML	se %retida no #200 ≤ 15: silte se 15 < %retida no #200 < 30: silte (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: silte (7)(8)(9)(10)
		Siltes e Argilas $w_L \geq 50\%$	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima	CH	se %retida no #200 ≤ 15: argila gorda se 15 < %retida no #200 < 30: argila gorda (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila gorda (7)(8)(9)(10)
			4 ≤ IP ≤ 7 e situa-se na linha A ou acima	CH – MH	se %retida no #200 ≤ 15: argila gorda siltosa se 15 < %retida no #200 < 30: argila gorda siltosa (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila gorda siltosa (7)(8)(9)(10)
			IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A	MH	se %retida no #200 ≤ 15: silte elástico se 15 < %retida no #200 < 30: silte elástico (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: silte elástico (7)(8)(9)(10)
	Orgânicos $\frac{w_L \text{ (seco em estufa)}}{w_L \text{ (sem secagem)}} < 0,75$	Siltes e Argilas $w_L < 50\%$	OL	se %retida no #200 ≤ 15: silte orgânico se 15 < %retida no #200 < 30: silte orgânico (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: silte orgânico (7)(8)(9)(10)	
		Siltes e Argilas $w_L \geq 50\%$	OH	se %retida no #200 ≤ 15: argila orgânica se 15 < %retida no #200 < 30: argila orgânica (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: %areia ≥ %cascalho - %areia ≥ 15 - argila orgânica (7)(8)(9)(10)	
	Solos altamente orgânicos	Principalmente matéria orgânica: cor escura e odor orgânico	Pt	turfa	

- (1) se o solo contém %areia < 15% juntar 'com areia' ao nome
- (2) se o solo contém %areia ≥ 15% juntar 'e areia' ao nome
- (3) se o solo contém %cascalho < 15% juntar 'com cascalho' ao nome
- (4) se o solo contém %cascalho ≥ 15% juntar 'e cascalho' ao nome
- (5) se %areia ≥ %cascalho juntar 'com areia' ao nome
- (6) se %cascalho > %areia juntar 'com cascalho' ao nome
- (7) se %areia ≥ %cascalho e %areia ≥ 15% juntar 'arenosa/o' ao nome
- (8) se %areia ≥ %cascalho e %areia < 15% juntar 'e areia' ao nome
- (9) se %cascalho > %areia e %cascalho ≥ 15% juntar 'cascalhenta/o' ao nome
- (10) se %cascalho > %areia e %cascalho < 15% juntar 'e cascalho' ao nome

Figura 4-4- Classificação de solos- Solos Finos - ASTM D 2487.85;

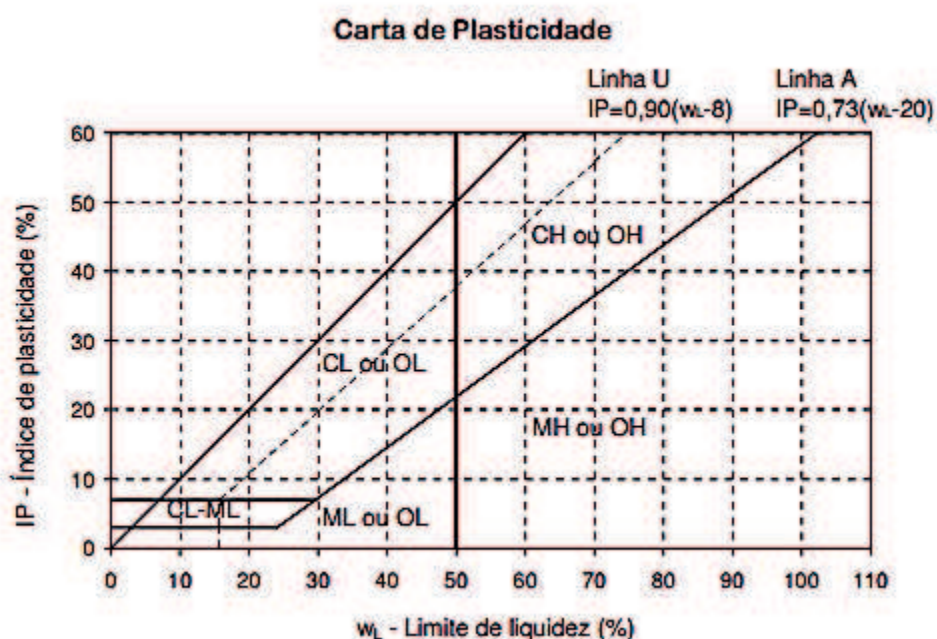


Figura 4-5- Carta de Plasticidade;

Tabela de propriedades dos solos

Símbolo	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
GW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
GP	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
GM	Semi-permeável a permeável	Boa	Desprezável	Boa
GC	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
SW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
SP	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
SM	Semi-permeável a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
SC	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Razoável
ML	Semi-permeável a impermeável	Razoável	Média	Razoável
CL	Impermeável	Razoável	Média	Boa a razoável
OL	Semi-permeável a impermeável	Má	média	Razoável
MH	Semi-permeável a impermeável	Razoável a má	Alta	Má
CH	Impermeável	Má	Alta	Má
OH	Impermeável	Má	alta	Má
Pt	---	---	---	---

Figura 4-6- Tabela de propriedades de solos;

4.9. Classificação Francesa LCPC/SETRA “Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des Couches de Forme”

O guia técnico para a construção de aterros e leito de pavimento LCPC/SETRA, surge com a finalidade de dar seguimento, e também substituir em parte, a classificação RTR datada de 1976, apresentando como principal objetivo a metodologia respeitante à orientação de trabalhos em aterros e leitos de pavimento.

Este documento divide-se em quatro partes fundamentais:

1. Classificação dos materiais utilizados para a construção de aterros e leito de pavimento;
2. Condições de utilização dos materiais de aterro;
3. Condições de utilização dos materiais do leito de pavimento;
4. Compactação de aterros e leito do pavimento;

Uma vez que o material em estudo neste trabalho é rochoso, mais precisamente Xisto, será apresentada a classificação LCPC/SETRA dentro desse âmbito.

Os parâmetros fundamentais nesta classificação dizem respeito aos parâmetros de estado e comportamento mecânico, deste modo, para obtenção dos valores apresentados são tidos em conta os coeficientes de Los Angels (LA), Micro-Deval em presença de água (MDE), massa volúmica da rocha desidratada no local (ρ_d), coeficiente de degradabilidade (DG), teor de humidade natural (W_n) e teor de elementos solúveis. Estes materiais designam-se como Classe R.

Tabela 4-1 - Classificação de Materiais Rochosos LCPC/SETRA;

Classificação LCPC/SETRA	Rocha	Família	Natureza petrográfica
R1	Cré	Rochas Carbonatadas	Rochas Sedimentares
R2	Calcários Rochosos Diversos		
R3	Margas	Rochas Argilosas	
	Xistos Sedimentares Argilitos		
R4	Grés	Rochas Siliciosas	
	“Pudins” “Brechas”		
R5	Gesso Sal-gema Anidrite	Rochas Salinas	
R6	Granitos Basaltos		Rochas Magmáticas e Metamórficas

	<p>Antracite</p> <p>Andesite</p> <p>Gesso</p> <p>Xistos Metamórficos</p> <p>Xistos Ardósios</p>	
--	---	--

Tendo em conta que o material em estudo neste trabalho se insere na Classe R6, como Xistos Metamórficos, a classificação específica o seguinte:

Tabela 4-2 - Classificação de rochas magmáticas e metamórficas segundo LCPC/SETRA;

Classificação em função da natureza		Classificação em função do comportamento			
Natureza petrográfica da rocha		Características principais	Parâmetros e valores limite	Sub-classe	
Rochas magmáticas e metamórficas	<p>R6</p> <p>Granito, basalto, traquito, andesito...</p> <p>Gneisse, xistos metamórficos, xistos ardosíferos,...</p>	<p>Os materiais desta classe podem ter características mecânicas muito diferentes, em particular a sua fragmentabilidade e friabilidade podem variar muito.</p>	<p>$LA \leq$ et $MDE \leq 45$</p>	<p>Rochas magmáticas e metamórficas duras</p>	R61
			<p>$LA > 45$ ou $MDE > 45$ et $FR \leq 7$</p>	<p>Rochas magmáticas e metamórficas de dureza média</p>	R62
		<p>Os materiais das classes R61 e R62 não se alteram quando colocados em obra, sob o efeito de contracções mecânicas e da água.</p> <p>Os materiais da classe R63 têm um comportamento próximo das classes R34 e R43.</p>	<p>$FR > 7$</p>	<p>Rochas magmáticas e metamórficas fragmentáveis ou alteradas</p>	R63

5. Descrição dos métodos de análise

5.1. Considerações Iniciais

Pretende-se neste capítulo desenvolver uma breve descrição dos métodos de análise que permitiram elaborar a caracterização geotécnica do material rochoso recolhido em campo.

Quando se pretende caracterizar, do ponto de vista geológico, um determinado material, há que fazer referência a algumas propriedades das rochas que assumem particular importância no âmbito da Engenharia Civil, não só na execução de diversas obras como também nos custos que lhes estão associados. Essas mesmas propriedades podem ser identificadas através da elaboração de identificação visual, ensaios “in situ” ou ensaios laboratoriais.

5.2. Caracterização geotécnica do material recolhido em campo

5.2.1. Análise granulométrica

A análise granulométrica tem como principal objetivo determinar a dimensão das partículas, constituintes de cada amostra examinada, e estudar a sua distribuição no que respeita ao peso de cada fração dimensional, ao seu volume e também ao número de partículas existentes em cada fração.

Existem dois tipos de análise granulométrica, sendo elas as seguintes:

- Análise granulométrica por peneiração para partículas com dimensões superiores a 0.075 mm (seixos e areia);
- Análise granulométrica por sedimentação para partículas com dimensões inferiores a 0.075mm (siltes e argilas);

No entanto, no âmbito deste trabalho, será apenas abordado o primeiro ponto referente à análise granulométrica de partículas com dimensões superiores a 0.075mm.

Para este ensaio de granulometria, existe uma série de peneiros normalizados de acordo com as normas ASTM (American society of testing materials) como se pode observar na figura 5-1.



Figura 5-1 - Série de peneiros normalizados ASTM, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;

Tabela 5-1 - Série ASTM de peneiros de malha quadrada (Correia,1980).

Nº	3"	2"	1"1/2	1"	3/4"	3/8"	4	10	20	40	60	140	200
MM	75	50	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2	0,85	0,425	0,25	0,106	0,075

Para estes casos o método utilizado é a peneiração, fazendo-se passar, por agitação, uma dada massa de solo por uma série de peneiros normalizados que contêm uma malha progressivamente mais apertada.

Após este procedimento, é determinado o peso do solo retido em cada peneiro e registam-se os valores numa tabela que servirá de apoio ao traçado da curva granulométrica sobre uma escala logarítmica (figura 5-2).

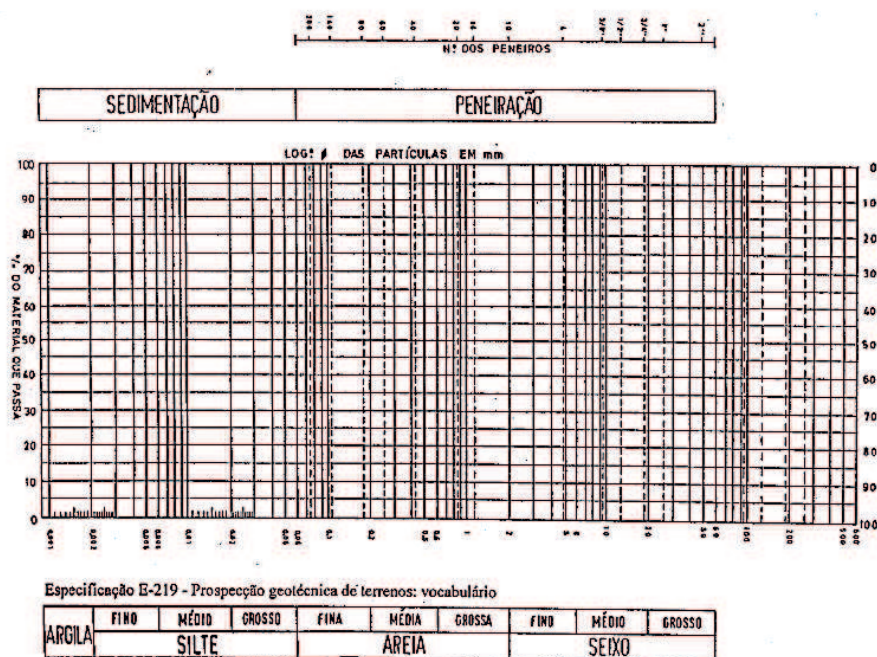


Figura 5-2 - Escala logarítmica para traçar a curva granulométrica;

5.2.2. Limites de consistência ou Atterberg

O estudo dos diversos elementos que constituem a plasticidade de um solo nomeadamente o seu limite de retração, o seu limite de plasticidade e o seu limite de liquidez, são fundamentais para a avaliação do seu comportamento. Estes elementos são diretamente influenciados pela presença de água.

Na figura 5-3, é possível visualizar-se o comportamento destes elementos em função do aumento do teor em água.

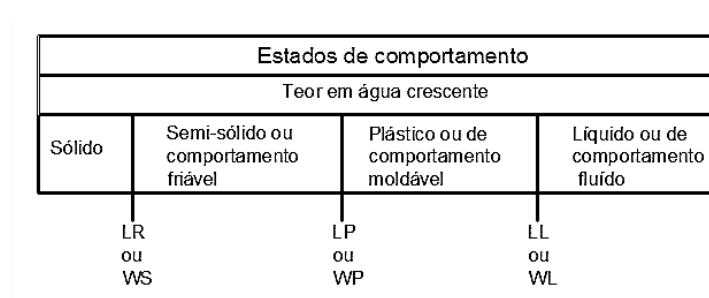


Figura 5-3 - Estados de comportamento, CPP524 LNEC;

De uma forma geral, os limites de consistência ou Atterberg representam valores de teor em água delimitadores de fronteiras comportamentais de um determinado solo.

A aplicabilidade destes limites cinge-se unicamente a solos com mais de 30% de partículas que apresentem dimensões inferiores a 0.05 mm.

A diferença entre o limite de liquidez (w_L) e o limite de plasticidade (w_p) representa o valor do índice de plasticidade, I_p (%). Dado pela seguinte expressão:

$$I_p = w_L - w_p$$

Tabela 5-2 - Valores de Índice de plasticidade;

ÍNDICE DE PLASTICIDADE	PLASTICIDADE
0 - 1	Solo não plástico
1 - 7	Solo de baixa plasticidade
7 - 15	Solo de média plasticidade
>15	Solo de elevada plasticidade

5.2.2.1 Limite de plasticidade (LP)

Para avaliar a plasticidade de um solo é necessário quantificar o teor em água, sendo que para o limite de plasticidade (LP ou WP), e segundo a norma portuguesa NP-143 (1969), não é possível moldar o solo de forma cilíndrica (com cerca de 3 mm de diâmetro cada rolete) por rolagem entre a palma da mão (figura 5-4) e uma placa de vidro, sem que este se rompa.



Figura 5-4 - Exemplo do ensaio para obtenção do limite de plasticidade;

Assim a determinação do limite de plasticidade resume-se ao estabelecimento do teor em água de quatro provetes cilíndricos, quando estes se partem com três milímetros de diâmetro.

No caso de não ser possível esta determinação, então classifica-se o solo como não-plástico.

5.2.2.2 Limite de liquidez (LL)

No que respeita ao limite de liquidez (LL), este representa o teor em água correspondente a 25 pancadas, no ensaio de concha de casagrande, obtido por interpolação numa curva que relaciona o teor em água, de cada um dos quatro provetes, com o número de pancadas necessárias para que o sulco, aberto no provete, se feche.

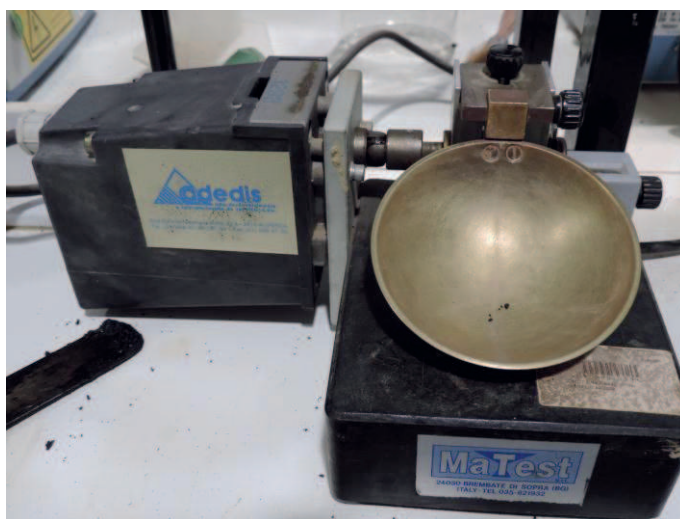


Figura 5-5 - Concha de Casagrande, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;

5.2.3. Peso volúmico

O peso volúmico, também designado por peso específico (γ), é o peso por unidade de volume de um determinado material, neste caso de estudo por unidade de volume de rocha.

Atendendo à variação de água existente na rocha, torna-se necessário relacionar o peso volúmico com o teor em água (w) considerando-se deste modo o peso volúmico seco (γ_d).

$$\gamma_d = \frac{w_s}{V}$$

Em que:

W - Peso total da amostra de rocha;

W_s - Peso total da amostra de rocha seca na estufa;

V - Volume total da amostra de rocha;

5.2.4. Ensaio de Compactação Proctor

O ensaio de compactação proctor, concebido para o controlo de obras de aterro, pretende relacionar o teor em água ótimo (W_{opt}) com o peso volúmico ($\gamma_{dmáx}$). Através destes dois parâmetros determina-se a curva de compactação (figura 5-6).

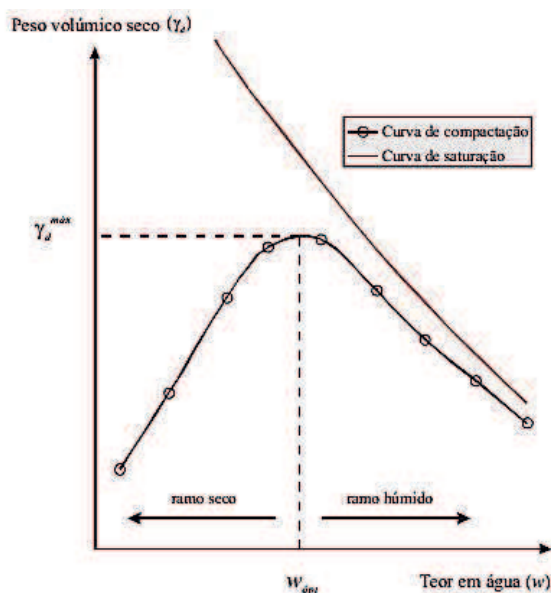


Figura 5-6 - Exemplo de curva de compactação;

Este ensaio permite definir qual o teor em água adequado para a realização de uma determinada compactação com o intuito de, segundo uma dada energia de compactação, obter um melhor arranjo das partículas existentes. Permite também avaliar a qualidade de execução do aterro através da massa volúmica seca máxima.

Dado que o teor em água ótimo e a massa volúmica seca máxima dependem da energia de compactação utilizada, há que ter especial atenção para os ensaios efetuados em laboratório, nos quais se deverá usar uma energia que simule a utilizada em obra.

A energia de compactação mencionada, quando comparada à unidade de volume determina a energia específica de compactação que é dada pela seguinte expressão:

$$E = \frac{N \times n \times w \times h}{V}$$

Em que:

N - Número de pancadas por camada;

n - Número de camadas de solo no interior do molde;

w - Peso do pilão;

h - Altura de queda do pilão;

V - Volume do molde;

Este ensaio de compactação é executado de acordo com as indicações estipuladas na especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) E-197 (1966).

Consiste basicamente, em compactar uma amostra de solo num molde normalizado possibilitando, tal como foi mencionado anteriormente, a determinação do teor em água e do peso volúmico seco.

Para este ensaio, a especificação E-197 (1966), define vários tipos de compactação, nomeadamente (tabela 5-3):

- Compactação leve (Proctor normal) em molde pequeno;
- Compactação leve (Proctor normal) em molde grande;
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde pequeno;
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde grande;

Tabela 5-3- Ensaio Proctor (E197-1966 LNEC);

		Tipos de compactação			
		Leve (Proctor normal)		Pesada (Proctor modificado)	
Molde	diâmetro (mm)	102	152	102	152
	altura (mm)	117	114	117	114
Pilão		2,49 kg	2,49 kg	4,54 kg	4,54 kg
Altura de queda		30,5cm	30,5 cm	47,5 cm	47,5 cm
Número de camadas		3	3	5	5
Número de pancadas por camada		25	55	25	55

5.2.5. Ensaio de Micro-deval

Este ensaio destina-se a estimar a resistência ao desgaste de uma determinada amostra de agregado, com o propósito de se determinar, no final do ensaio, o coeficiente micro-deval.

Este ensaio poderá ser realizado no estado húmido ou no estado seco e é recomendável a agregados grossos, naturais ou artificiais, que se destinem à aplicação em obras de Engenharia Civil.

Segundo a Norma Portuguesa – NP EN 1097-1 (2002), a amostra a ensaiar deverá ter pelo menos 2 Kg de agregado com uma granulometria entre 10 a 14 mm.

Esta amostra é convertida em dois provetes, cada um deles deverá conter uma massa de (500 ± 2) gramas, que serão posteriormente submetidos a uma fricção, juntamente com esferas de aço com um total de (5000 ± 5) gramas, em cada um dos cilindros. Se o ensaio for no estado húmido, são adicionados $(2,5 \pm 0,05)$ litros de água a cada cilindro.

Os cilindros são colocados a rodar à velocidade (100 ± 5) rotações por minuto (rpm) durante $(12\ 000 \pm 10)$ voltas.

Finalizado o ensaio, e após se efetuar o registo da massa retida no peneiro 1,6 mm, calcula-se o coeficiente micro-deval para o estado húmido, pela seguinte expressão:

$$M_{DE} = \frac{500 - m}{50}$$

Em que:

M_{DE} - coeficiente micro-deval (no estado húmido);

m - massa das partículas de dimensão superior a 1,6 mm (em gramas);



Figura 5-7 - Equipamento para o ensaio Midro-Deval, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;

5.2.6. Ensaio em meio aquoso (slake durability test)

O ensaio de desgaste em meio aquoso – “Slake durability test”, desenvolvido inicialmente por Franklin e Chandra (1972), posteriormente recomendado pela ISRM (1977) e normalizado pela ASTM D4644 (2008), pretende avaliar um dado material rochoso do ponto de vista da sua fragmentação, ou seja, da sua alterabilidade.

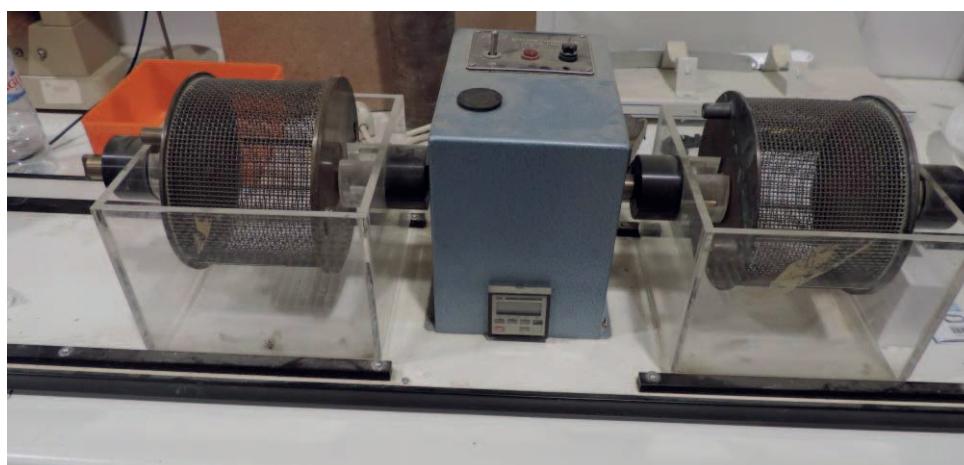


Figura 5-8 - Equipamento para o ensaio em meio aquoso - Slake Durability Test, Laboratório de Geotecnia IPCB/EST;

Quando em obras de Engenharia Civil, as rochas são expostas à água e ao ar, como por exemplo em obras de escavação ou terraplenagem, existe uma grande probabilidade de as suas características mecânicas se degradarem e por essa razão este ensaio, submete a amostra em estudo a ciclos normalizados de secagem, humidificação e ação mecânica.

O ensaio de desgaste em meio aquoso prevê a realização de dois ciclos de desgaste, a uma velocidade constante de 20 rpm e com uma duração de 10 min. Este procedimento permite o cálculo do índice de durabilidade, I_d .

$$I_d(\%) = \frac{\text{Peso da amostra seca após o ciclo(1º ou 2º)}}{\text{Peso inicial da amostra}}$$

Para a determinação deste índice os fragmentos de rocha, com pesos entre os 40 a 60 gramas, são introduzidos no interior de malhas cilíndricas, parcialmente imersas em água, que irão girar em torno de um eixo horizontal.

Os fragmentos irão chocar entre si e juntamente com a água irá ocorrer a degradação e alteração dos mesmos.

A secagem desses fragmentos será realizada em estufa, a uma temperatura de 105C°.

Gamble (1971) classificou, com base no valor de I_d , a durabilidade dos materiais, sendo essa classificação apresentada na tabela seguinte:

Tabela 5-4- Classificação do Índice de durabilidade;

CLASSE	I_{d_1}	I_{d_2}
	(%)	
MUITO ELEVADA	>99	>98
ELEVADA	98-99	95-98
MÉDIA A ELEVADA	95-98	85-95
MÉDIA	85-95	60-85
BAIXA	60-85	30-60
MUITO BAIXA	<60	<30

I_{d_1} - Valor da percentagem da massa seca do material retido no tambor no final do 1ºcilo;

I_{d_2} - Valor da percentagem da massa seca do material retido no tambor no final do 2ºcilo, em relação à massa seca do material no início do ensaio;

5.2.7. Ensaio de Adsorção de azul de metileno

O ensaio de adsorção de azul de metileno permite determinar a superfície hidrófila dos materiais argilosos avaliando deste modo a possibilidade destes absorverem partículas de água.

É sabido que os materiais argilosos são bastante permeáveis na presença da água. Tal comportamento implica a degradação das suas propriedades geotécnicas nomeadamente, a perda de resistência, o aumento de volume derivado à expansão, a retração quando este é sujeito a secagem e a diminuição da sua durabilidade.

Deste modo, e uma vez que o azul de metileno não é absorvido pelos minerais inertes (feldspatos, quartzo, etc.), torna-se possível determinar a atividade do material argiloso em estudo.

Existem dois processos para a realização deste ensaio. O método da mancha (Lan & Millon-Devigne, 1984) e o método turbidimétrico (Tran Ngoc Lan).

No presente trabalho, os ensaios de adsorção de azul de metileno foram realizados pelo método da mancha, uma vez que este apresenta uma técnica mais simplificada e generalizada.

O ensaio foi efetuado de acordo com a norma francesa NF 94-068 (AFNOR,1993).

De uma forma simplificada, o método da mancha resume-se à execução de uma solução com aproximadamente 10g de amostra passada no peneiro nº200 (ASTM, 75µm) e da introdução de quantidades crescentes, por doses sucessivas, de 5cm³ da solução de azul de metileno, com uma concentração de 10g/l.

Sempre que é feita uma nova introdução de azul de metileno na solução, é realizado o teste da mancha que se resume na colocação de uma gota de solução em papel de filtro. A mancha formada sobre o papel será composta por uma zona central colorida, geralmente em azul forte, rodeada por uma segunda zona exterior húmida e incolor. O diâmetro central desta mancha deverá estar compreendido entre 8 e 12 mm, pelo que, será necessário ter especial atenção à forma como se deposita a gota sobre o papel.

Este teste da mancha será repetido até que a zona exterior, que rodeia a zona central da mancha, deixe de ser incolor e passe a apresentar uma coloração azul clara. Após esta verificação, deverão ser efetuados testes minuto a minuto. Se eventualmente a auréola azul clara desaparecer antes de se atingir o quinto minuto, então será necessário introduzir novas quantidades (2 cm³) de solução de azul de metileno e volta-se a repetir o processo anterior.

Este procedimento será repetido até que o teste se verifique positivo durante cinco minutos consecutivos, deste modo o ensaio será dado como concluído podendo-se determinar o volume total de solução de azul de metileno necessário.

As grandezas a ter em conta no decorrer deste ensaio são:

m_1 – massa húmida da amostra que constitui a primeira toma do ensaio (g);

m_2 – massa húmida da amostra (g);

m_3 – massa seca da amostra após secagem em estufa (g);

V – Volume da solução de azul de metileno necessária (cm^3);

As expressões anexas a este ensaio são:

a) O teor em água (ω) da amostra ensaiada:

$$\omega = \frac{m_2 - m_3}{m_3}$$

b) A massa seca (m_0) da toma de ensaio:

$$m_0 = \frac{m_1}{1 + \omega}$$

c) A massa de azul (B) adicionada (g):

$$B = V \times 0,01$$

d) O valor de adsorção de azul de metileno (V_{am}) expresso em gramas de azul por 100g de solo seco:

$$V_{am} = \frac{B}{m_0} \times 100\%$$

6. Apresentação do estudo laboratorial sobre o comportamento evolutivo de um material xistento;

6.1. Considerações Iniciais

Pretende-se neste capítulo, apresentar os resultados do estudo laboratorial realizados a uma amostra de xisto proveniente do complexo “Xisto-Grauváquico”, tendo sido esta recolhida no núcleo urbano da cidade de Castelo Branco.

Os ensaios foram efetuados não só segundo os métodos de descrição apresentados no capítulo 5 como também segundo as referências normativas expostas no capítulo 4 deste trabalho.

Deste modo, serão apresentados os resultados que se obtiveram na sequência dos ensaios realizados, através dos quais foi possível caracterizar o material em estudo.

6.2. Recolha do material

O material estudado neste trabalho foi recolhido, como já referido, na malha urbana da cidade de Castelo Branco, mais precisamente no decorrer dos trabalhos de construção da nova pista de atletismo, localizada junto à Escola Superior de Tecnologia de Castelo Branco, no campus da Talagueira. O local apresenta as seguintes coordenadas geográficas:

Latitude: 39.81919182

Longitude: -7.5152117

Elevação: 363 m

Foram recolhidas várias amostras de xisto a duas profundidades diferentes, nomeadamente a sessenta centímetros e um metro.



Figura 6-1 - Abertura de vala (a);



Figura 6-2 - Abertura de vala (b);



Figura 6-3 - Abertura de vala (c);



Figura 6-4 - Amostra de Xisto “In Situ”;



Figura 6-5 - Medição de profundidades;

Figura 6-6 - Amostras devidamente ensacadas, já em laboratório;

6.3. Estudo Experimental

6.3.1. Ensaios de identificação e classificação

6.3.1.1 Análise Granulométrica

Para a determinação da composição granulométrica foi efetuada a secagem e desagregação da amostra. A mesma foi submetida a peneiração por via seca seguindo o especificado na Especificação LNEC E 196 (1966).



Figura 6-7 - Material antes e depois da análise granulométrica

Os resultados obtidos após a análise apresentam-se no anexo 1.

A Análise Granulométrica foi realizada sobre uma amostra de xisto (AAG-Inicial), recolhida a um metro de profundidade, com um peso total de 1000 gramas, sujeita a peneiração através da série de peneiros normalizados pela ASTM.

Após a peneiração, determinou-se a distribuição granulométrica através do traçado da respetiva curva granulométrica, figura 6-8.

Calculou-se o módulo de finura que representa a soma das percentagens totais que são retidas em cada peneiro dividindo essa soma por 100.

$$MF = \frac{\Sigma \% \text{ de retidos acumulados}}{100}$$

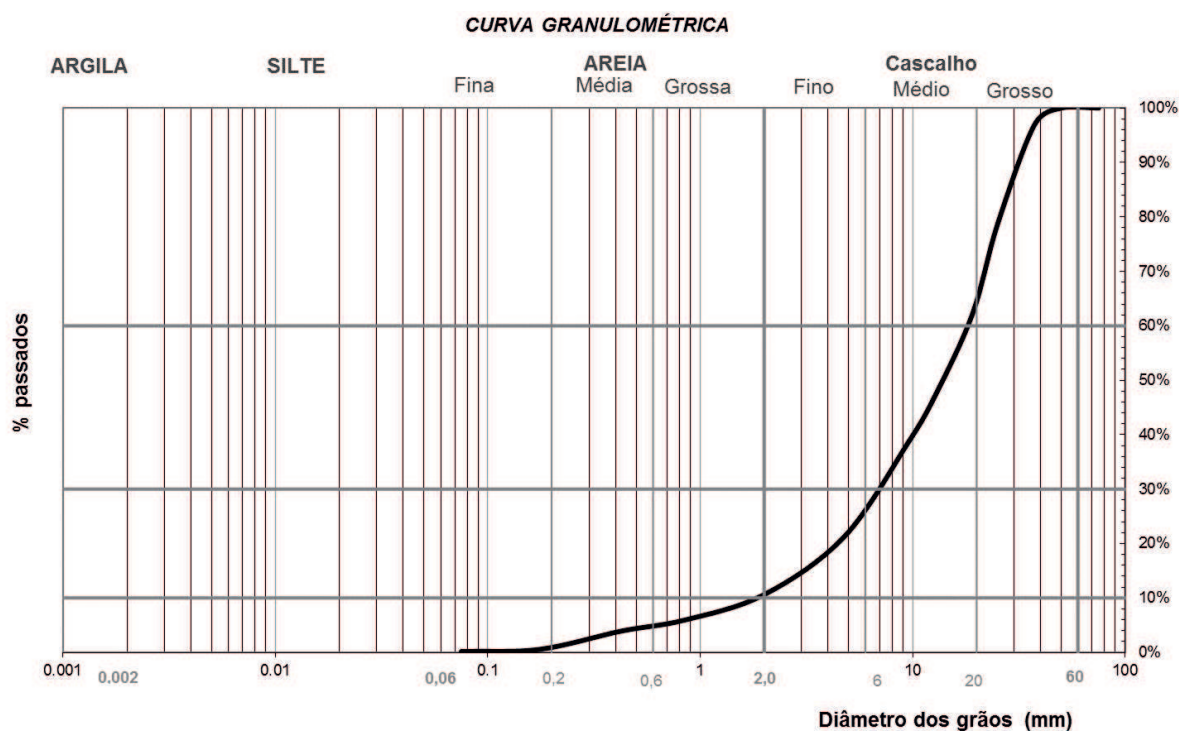


Figura 6-8 - Curva granulométrica;

Da análise feita à curva granulométrica determinaram-se os parâmetros fundamentais, os Diâmetros Efetivos, D_{10} , D_{30} e D_{60} o Coeficiente de Uniformidade, CU, e o Coeficiente de Curvatura, CC, tabela 6-1.

Tabela 6-1 - Interpretação da curva granulométrica;

D₁₀:	1.95	CU:	9.09
D₃₀:	6.26	CC:	1.13
D₆₀:	17.74		

Tendo em conta os valores obtidos para o Coeficiente de Uniformidade e de Curvatura, podemos concluir que estamos na presença de um solo bem graduado, onde estão presentes todas as dimensões de partículas.

6.3.1.2 Limites de Consistência

A fração fina, da amostra A-LC-Inicial, foi sujeita à determinação de limites de consistência (ou limites de Atterberg) de acordo com a Norma Portuguesa NP-143 (1969). Obtiveram-se deste modo os valores do limite de liquidez (wL) e do limite de plasticidade (wP).



Figura 6-9 - Amostras sujeitas a secagem em estufa e respetiva estufa de secagem

Os resultados obtidos, após a determinação dos Limites de Consistência do material em questão, apresentam-se no anexo 2.

Após a recolha dos elementos necessários para a determinação do Limite de Liquidez, recorreu-se à Concha de Casagrande e foi traçado o gráfico que permite determinar o teor em água correspondente a 25 pancadas (NP 143).

Apresenta-se de seguida o gráfico mencionado, Figura 6-10.

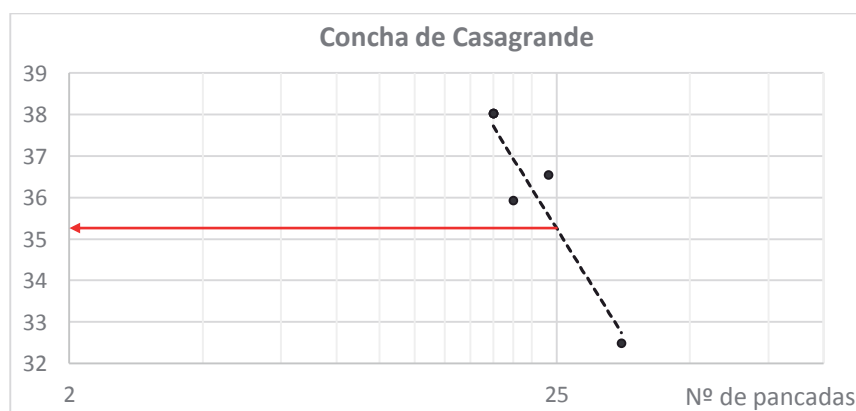


Figura 6-10 - Limite de Liquidez - Concha de Casagrande;

Calcularam-se os valores médios do teor em água (%), para obtenção dos respetivos limites de liquidez e plasticidade e também do índice de plasticidade. Os valores finais expõem-se na Tabela 6-2.

Tabela 6-2 - Resultado do cálculo do Índice de Plasticidade

LÍMITE DE LIQUIDEZ:	35.73
LÍMITE DE PLASTICIDADE:	32.108
INDICE DE PLASTICIDADE:	3.63

Fazendo a marcação do valor do limite de liquidez e do valor do índice de plasticidade na Carta de Plasticidade, concluímos que o material se enquadra no **Grupo ML ou OL**.

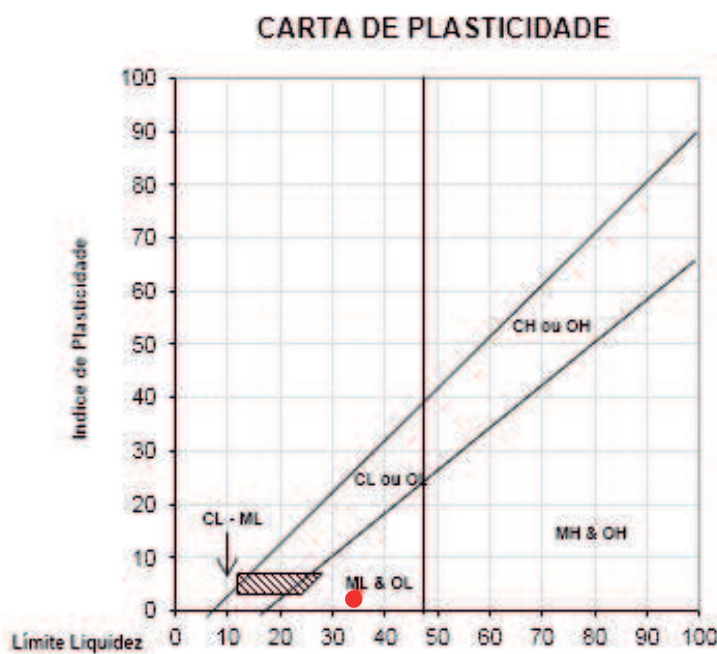


Figura 6-11 - Carta de Plasticidade de Casagrande;

Do ponto de vista da Classificação Unificada (ASTM), podemos classifica-lo como sendo GW-GM – cascalho bem graduado com silte.

No que respeita à Classificação para fins rodoviários (AASHTO), o solo em estudo insere-se no Grupo A-1, respeitante aos materiais granulares, mais precisamente no Subgrupo A-1-a, calhau, seixo e areia, apresentando um comportamento na camada sob o pavimento de excelente a bom.

6.3.1.3 Ensaio de Adsorção de Azul de metileno

O Ensaio de Adsorção de Azul de metileno foi realizado de acordo com o descrito no capítulo anterior em 5.3.5 tendo em conta o especificado na francesa NF 94-068 (AFNOR,1993).

Como se pode ver pela figura 6-12, não foi necessária a adição de uma grande quantidade da solução de azul de metileno para que a amostra reagisse.

Com a adição de 15 ml de solução foi possível extrair os valores necessários para o cálculo do parâmetro "Vam". Este valor de azul de metileno foi obtido pelo método da mancha.

Com os valores extraídos, determinou-se o parâmetro $V_{am}=5.5$.

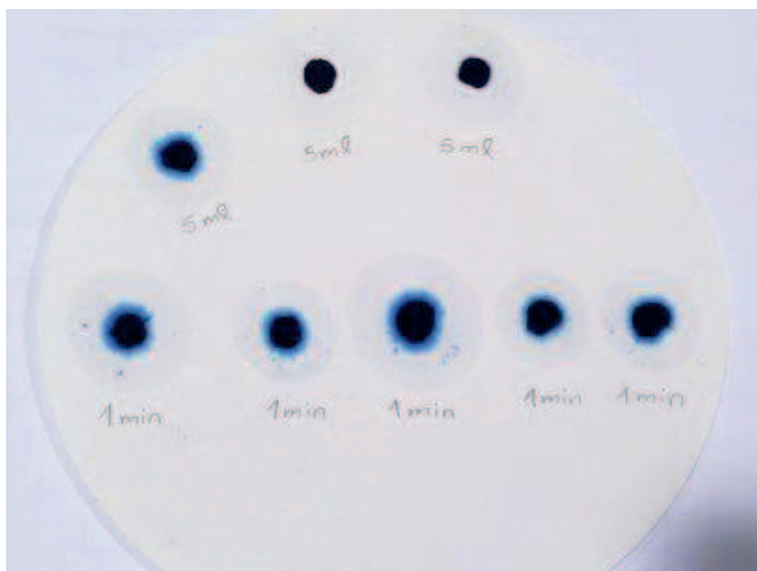


Figura 6-12 - Papel de filtro resultante do ensaio de Azul de Metileno;

6.3.1.4 Ensaio de Proctor

Para o ensaio de compactação definiu-se o tipo de compactação normal em molde grande, tipo CBR, com 3115,5 g de massa e com um volume de 2068,6 cm³.

Foi usado um pilão de 2490 g de peso e com uma altura de queda de 305 mm. O ensaio realizou-se em 3 camadas sendo que cada uma dessas camadas foi sujeita a 55 pancadas.

O ensaio executou-se segundo o especificado na Especificação LNEC E 197 (1966).

No anexo 3, apresentam-se os valores resultantes do ensaios que permitiram traçar a respetiva curva de compactação



Figura 6-13- Ensaio de compactação, laboratório de geotecnia IPCB/EST;

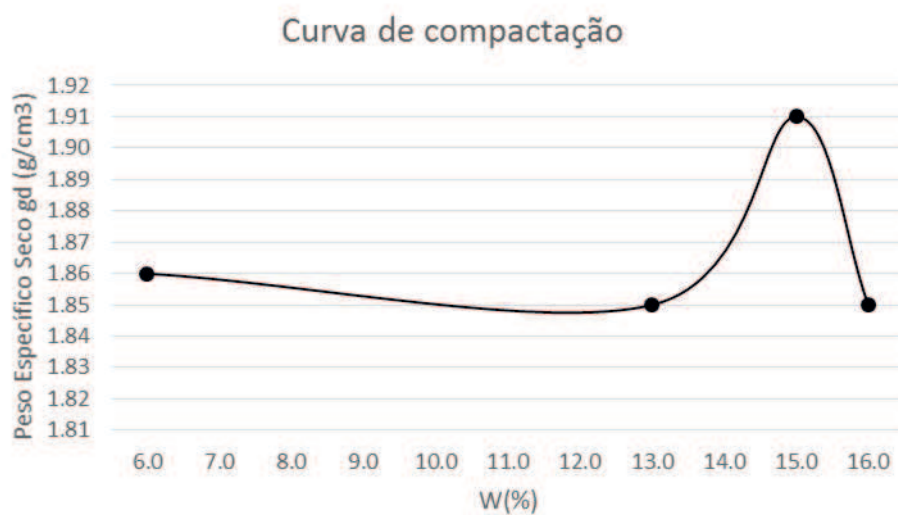


Figura 6-14- Curva de Compactação;

Verifica-se que a amostra após compactada apresenta uma curva de compactação irregular, ou seja, é evidente uma inversão da curvatura, observando-se numa primeira fase uma diminuição do peso volúmico seco com o teor em água, depois um aumento, seguida novamente de uma diminuição.

6.3.1.5 Ensaio de Desgaste em Meio Aquoso - Slake Durability test

Para o Ensaio de Desgaste em Meio Aquoso – Slake Durability test, foi adotado o descrito ASTM D4644 (2008) e do qual resultaram os valores que se apresentam no anexo 4.

Foi determinado o valor do Índice de Desgaste em Meio Húmido para o 1º e 2º ciclos, Id_1 e Id_2 (%).

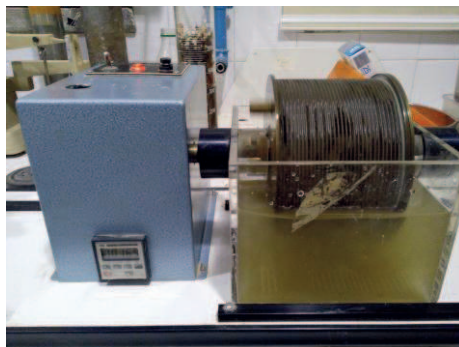


Figura 6-15- Ensaio de Desgaste em Meio Aquoso - Slake Durability test

6.3.1.6 Ensaio Micro-Deval

Para este ensaio foi tida em conta a Norma Portuguesa NP EN 1097-1 (2012). O ensaio foi realizado no estado seco de modo a averiguar a resistência ao desgaste da amostra ensaiada.

No anexo 5, apresentam-se os resultados obtidos.

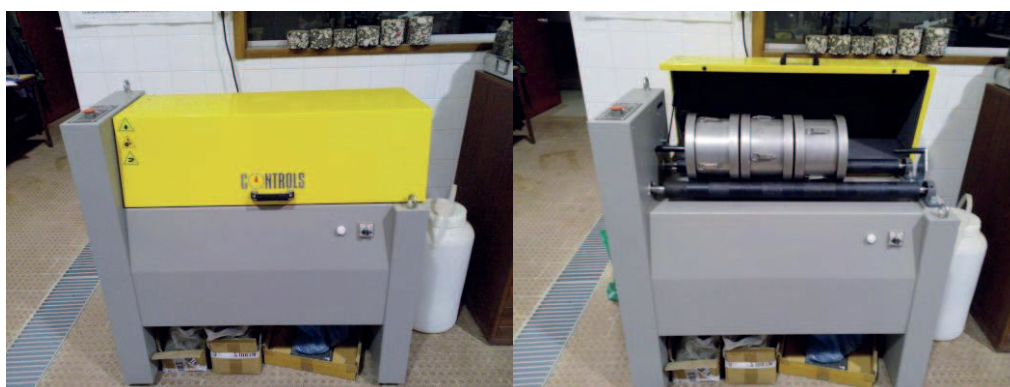


Figura 6-16- Equipamento Micro-Deval, Laboratório de Geotécnica EST/IPCB;

Com este ensaio determinou-se a resistência ao desgaste através do coeficiente Micro-Deval. Este coeficiente é referente à percentagem da amostra inicial, reduzida a uma dimensão inferior a 1,6 mm, após a rotação num tambor.

Realça-se o facto de que para os coeficientes micro-deval com valores mais baixos conduz a uma melhor resistência ao desgaste.

6.3.2. Estudo Evolutivo do material

6.3.2.1 Ensaio de Compactação Proctor 1

Para a compactação da amostra (AAG-P1) procedeu-se da forma descrita anteriormente, no subcapítulo 6.3.1.4.

De realçar que o solo é constituído por partículas sólidas, água e ar ao sofrer compactação o seu índice de vazios será reduzido pela redução de volume, ou seja dá-se uma expulsão de ar sem que seja alterada a sua quantidade de água. Deste modo o teor em água será normalmente o mesmo quer para uma amostra com as partículas soltas e descompactada quer para a mesma amostra num estado mais denso após sofrer compactação.

Tendo em atenção o exposto, realizou-se o Ensaio de Proctor do qual surgiram os resultados que se apresentam no anexo 6.

Com os resultados determinados, traça-se a respetiva Curva de Compactação, figura 6-13.



Figura 6-17- Curva de compactação P1;

São apresentados no anexo 7, os diferentes valores resultantes das análises granulométricas que se foram realizando em função da adição de água e da energia de compactação.

De salientar que, para cada provete realizado foi efetuada uma análise granulometria permitindo deste modo observar a evolução granulométrica do material em função da energia de compactação e do aumento do teor em água assim como estabelecer uma comparação direta com a análise granulométrica realizada inicialmente (AAG – Inicial).

Representam-se, na figura 6.18, a comparação das respectivas curvas granulométricas, onde é possível verificar essa mesma evolução.

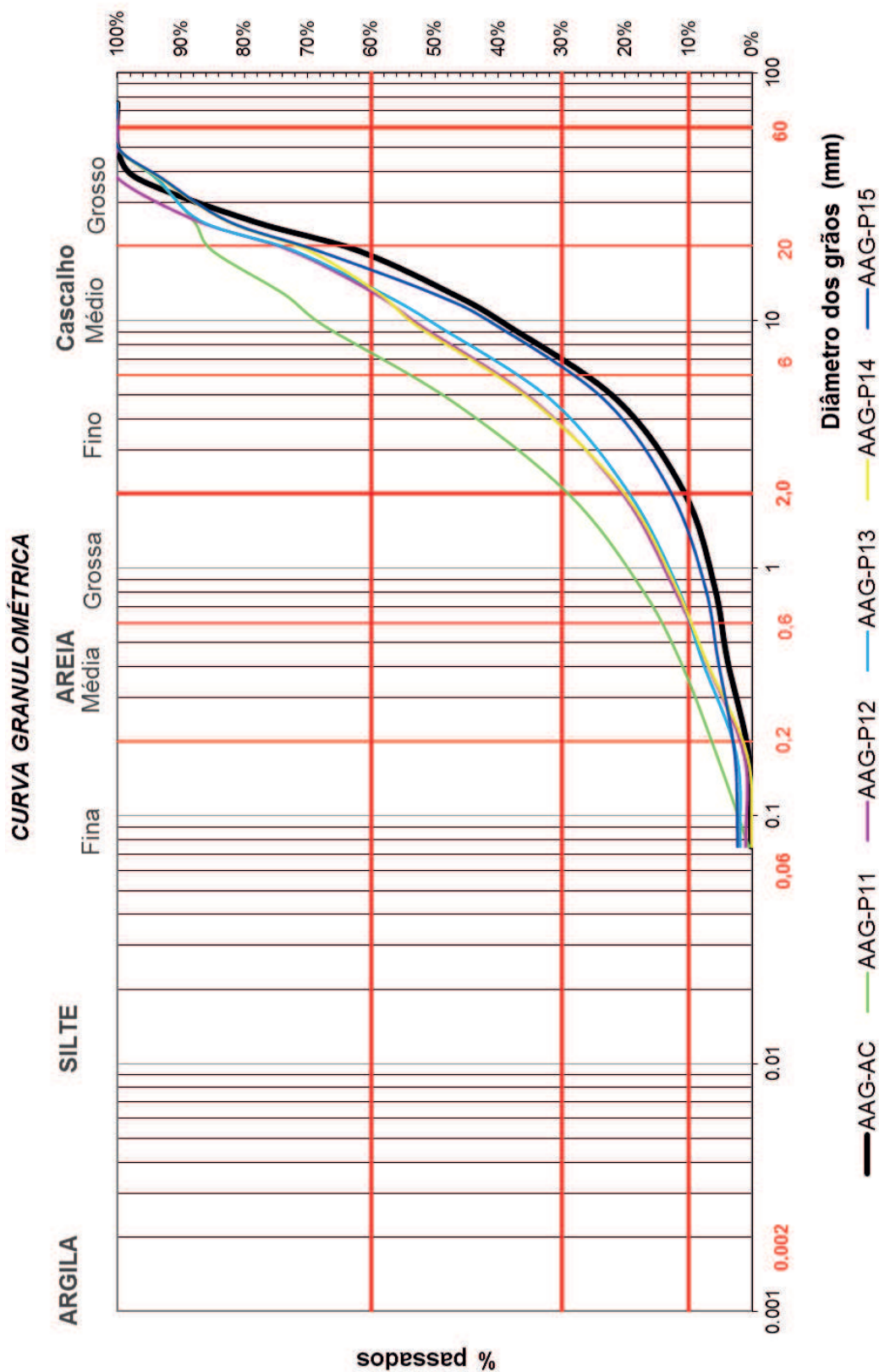


Figura 6-18- Comparação das curvas granulométricas após compactação, P1;

6.3.2.2 Ensaio de Compactação Proctor 2

Neste ponto, apresenta-se a mesma sequência de valores apresentados no ponto anterior, no entanto, o Ensaio de Proctor 2 foi realizado para uma diferente energia de compactação.

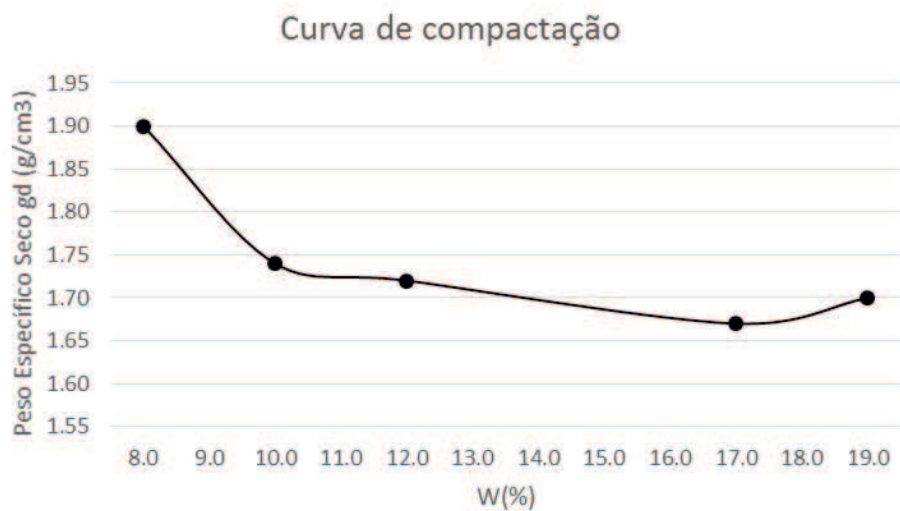


Figura 6-19- Curva de compactação P2;

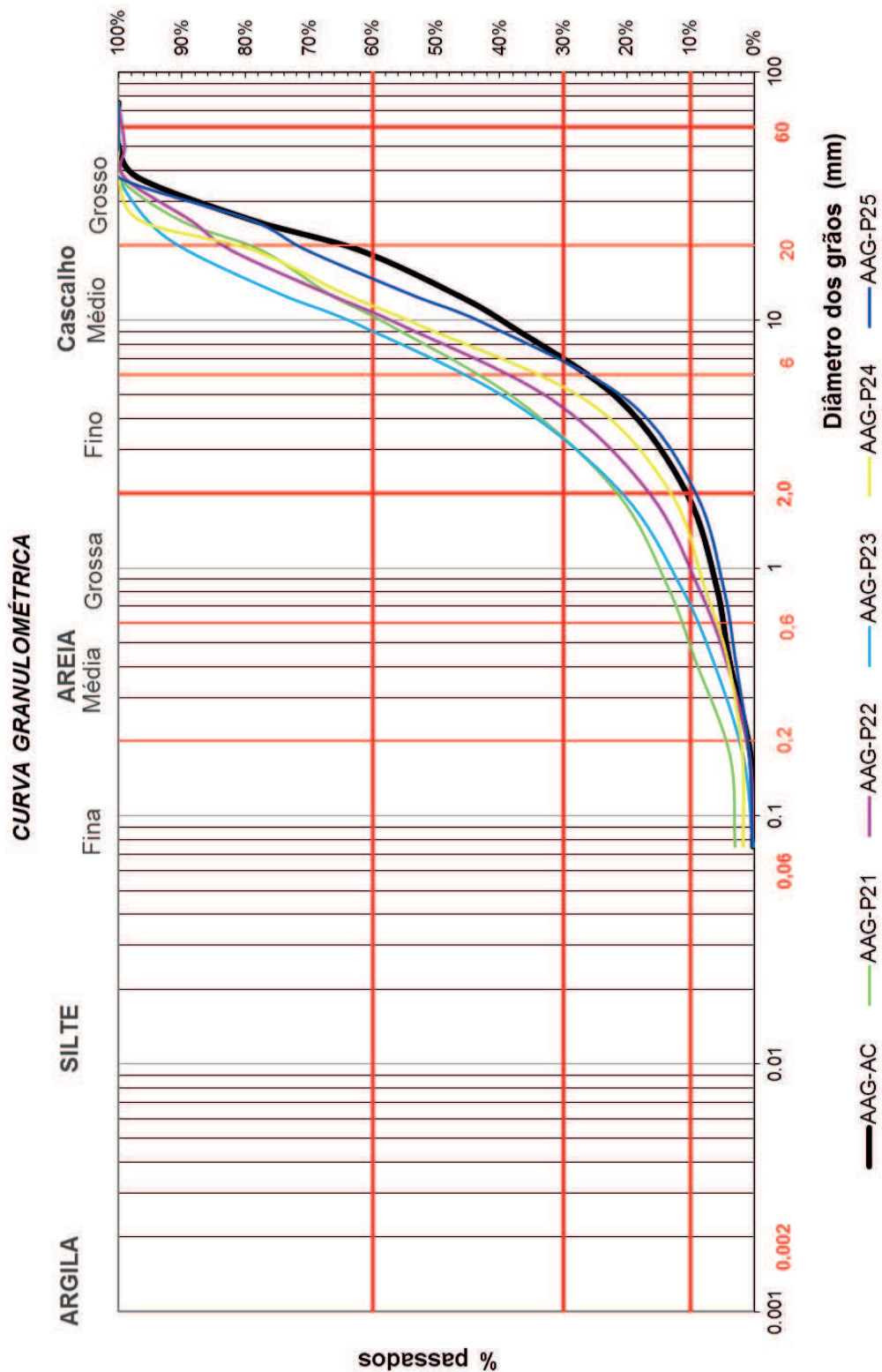


Figura 6-20- Comparação das curvas granulométricas após compactação, P2;

7. Conclusões;

O objetivo principal deste trabalho era o estudo do comportamento evolutivo, após compactação, de uma amostra de xisto do “Complexo Xisto-Grauváquico” da região de Castelo Branco.

Este tipo de materiais apresenta um deficiente comportamento que condiciona, em muitos casos, a correta aplicação das diversas medidas fixadas pelas especificações, classificações e normas existentes.

Tratam-se de materiais evolutivos, com uma fração grossa considerável que no próprio processo de desmonte, transporte, colocação em obra e após compactação sofrem alterações na sua composição granulométrica, que se traduz por um aumento de finos.

Esta evolução granulométrica depende essencialmente das características físico-mecânicas dos xistos alterados, como é o caso do alívio de tensões que o mesmo apresenta quando sujeito a jazida, das ações impostas pelos equipamentos de construção no decorrer e também já após a obra. São também de realçar os fenómenos naturais atuantes, ou seja os agentes atmosféricos, com especial enfoque para a ação da água uma vez que esta é determinante no estado de alteração e eventual alterabilidade do material devido aos seus ciclos de molhagem e de secagem.

Quando se pensa na aplicação deste tipo de material em obras de Engenharia Rodoviária, há que ter em conta as principais ações atuantes que o aterro irá sofrer após a sua construção, nomeadamente o peso próprio do aterro e o tráfego a que irá ser sujeito, ambos exigem uma observação e acompanhamento constante a longo prazo, uma vez que é possível a ocorrência, entre outros, de fenómenos de assentamento ou subsidência do aterro e também de instabilidade nos taludes associados.

Tendo em conta o exposto, e com vista ao cumprimento do objetivo anteriormente mencionado, evidenciou-se o facto da forte presença dos xistos e grauvaques em Portugal através de um enquadramento geológico e posteriormente através da análise de um conjunto de obras apresentadas, pertencentes ao complexo em estudo e territorialmente dispersas.

Deste modo foram realizados diversos ensaios para a caracterização e identificação do material bem como ensaios de compactação que permitissem analisar o seu comportamento evolutivo. Dessa análise concluiu-se o seguinte:

- Da análise realizada, foi possível concluir que o material apresenta uma baixa percentagem de finos, contudo possui alguma plasticidade, como se pode verificar pelos valores dos Limites de Consistência.
- Á luz da legislação francesa LCPC/SETRA, a amostra estudada enquadra-se numa Rocha R6 e na subclasse R63, ou seja, definem-se os materiais

associados a esta subclasse como “materiais provenientes de rochas muito friáveis, pelo que as condições de aplicação em leito de pavimento são as dos solos aos quais se vão assemelhar após a sua colocação em obra”.

- No que respeita à Classificação para fins rodoviários (AASHTO) E 240 (1970), classifica-se o material como A-1-a, calhau, seixo e areia, apresentando um comportamento na camada sob o pavimento de excelente a bom. Já no que respeita à Classificação Unificada (ASTM), classifica-se como sendo GW-GM – cascalho bem graduado com silte.
- Após a realização do ensaio de desgaste em meio húmido, obteve-se um índice de desgaste de 96%, respeitante ao 2º ciclo Id_2 (%), podendo desta forma classificar o material como sendo de uma durabilidade elevada.
- Para o ensaio de desgaste micro-deval, obteve-se um valor médio do coeficiente micro-deval de 63%, calculados através da expressão especificado pela norma NP EN 1097-1:2012, o que define o material como pertencente à categoria M_{DE} declarado.
- Verificou-se que as diversas amostras após compactadas apresentaram curvas de compactação irregulares típicas de solos granulares, ao contrário do que acontece nos solos finos em que se gera uma parábola com um máximo bem definido, ou seja, em alguns casos, é evidente uma inversão da curvatura, observando-se numa primeira fase uma diminuição do peso volúmico seco com o teor em água, depois um ligeiro aumento, seguida novamente de uma diminuição. Como possível explicação para esta variação do andamento das curvas de compactação poderá ser precisamente a evolução granulométrica do material, causada pelo efeito conjunto do teor em água e do processo de compactação.
- Verificou-se também que a fração mais grossa deste material apresenta um considerável grau de sensibilidade á água sendo que quando na sua presença se torna mais fraturável, ou seja quando compactado com quantidades de água variáveis este vai alterando as suas características de resistência.
- Também as curvas representativas da granulometria dos provetes ensaiados, apresentam uma evolução anómala, não acompanhando a evolução que seria esperada. Observa-se que com o aumento do teor em água a curva granulométrica exhibe, aparentemente, uma diminuição de finos, sendo que para os provetes com maior adição de água esta chega a apresentar mais fração “grossa” do que a curva inicial sem compactação. Poderá este facto estar relacionado com alguma sedimentação que origine o agrupamento de partículas mais reduzidas que acabam por induzir em erro quando traçada a curva granulométrica.

De acordo com as conclusões apresentadas, percebe-se que o material apresenta um comportamento anormal, o que era de se esperar tendo em conta se tratar de um solo não tradicional ou marginal. Assim seria de todo o interesse dar continuidade a este estudo no sentido de confirmar valores com a repetição de alguns ensaios e com a compactação a diferentes energias, no entanto, o material recolhido “in situ” mostrou-se escasso assim como o tempo imposto pela plano de estudos deste mestrado.

Conclui-se que existe uma evidente lacuna no que respeita às especificações, classificações e normas portuguesas que nada mencionam sobre este tipo de materiais nem especificam de que forma deverão ser tratados e aplicados.

Este trabalho é um exemplo de que os materiais evolutivos, como é o caso do Xisto, não estão minimamente estudados no nosso país e que isso acaba por condicionar a sua aplicação, uma vez que atualmente estes tipo solos são estudados como se de um solo com características tradicionais se trata-se.

Futuramente, pensa-se que será de todo o interesse investigar este tipo de materiais com o intuito de os catalogar e identificar geotecnicamente, para que seja possível uma aplicação mais simplificada e adequada aos diversos tipos de obras de Engenharia.

8. Bibliografia

- Branco, F., Pereira, P., & Santos, L. P. (2005). *Pavimentos rodoviários*.
- Caldeira, L., & Brito, A. Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da barragem de Odelouca através de ensaios de vibração.
- Cardoso, A., Nunes, A., & Guedes, P. *Estabilização de um talude na EN 338*. EP - Estradas de Portugal.
- Correia, A. G. (1980). *Ensaio para controlo de terraplanagens*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Correia, P., & Ferreira, H. N. (1983). Caracterização dos solos das terraplenagens na obra de expansão da Fábrica do Seixal, relativamente a aspectos de traficabilidade : 2o. relatório. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Coutinho, A. G. F. d. S. (1987). Aterros com misturas de solos e enrocamentos : o caso particular dos xistos alterados existentes em Portugal. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- De Matos Fernandes, M. (1995). *Mecânica dos Solos Vol. I e II*: FEUP.
- En, N. P. 1097-1-“Ensaio das propriedades mecânicas dos agregados: Parte.
- En, N. P. (1997). 1 (2010)“Eurocódigo 7–Projecto geotécnico: Parte.
- Especificação, L. (1966). E197,“Solos. *Ensaio de compactação*”, LNEC, Lisboa.
- Especificação, L. (1970a). E239,“Solos. *Análise granulométrica por peneiração húmida*”, LNEC, Lisboa.
- Especificação, L. (1970b). E240,“Solos. *Classificação para fins rodoviários*”, LNEC, Lisboa.
- Ferreira, H. N., & Fonseca, A. V. d. (1988). *Solos evolutivos : Estudo de um xisto do IPS : Relatório 1*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Folque, J. d. B., & Neves, E. J. M. d. (1967). *Compactação em xistos alterados usando cilindros vibradores*. [Lisboa]: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Gomes, A. F. d. S., & Pinto, A. A. V. (1986). *Barragem da Meimoa : plano do primeiro enchimento*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Hamrol, F. H. A. (1955). Alteração e alterabilidade de xistos : relatório de tirocínio do engenheiro Friedrich Hermann Anton Hamrol. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lucas, F. J. F. (1991). Utilização de xistos alterados em terraplenagens e seu comportamento evolutivo.
- Luzia, R., Santos, L. d. P., & Quaresma, L. (2000). *Materiais xistosos: aplicabilidade em pavimentos rodoviários*.
- Luzia, R. C. (1998). *Fundação de pavimentos rodoviários: estudo da utilização de materiais xisto-grauváticos*.
- Maranha das Neves, E. (1991). *Comportamento de barragens de terra-enrocamento*.
- Melo, F. A. G. d. (1973). *Estudo das terras para eventual utilização na Barragem de Odelouca*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- Nascimento, Ú. (1970). *Problema da alterabilidade das rochas em engenharia civil*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Neves, E. J. L. M. d. (1991). *Comportamento de Barragens de terra-enrocamento*.(Mestrado), Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Neves, E. J. M. d. (1973). *Estudo das terras para eventual utilização na Barragem da Meimoa*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Pinho, A. (2003). Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência.
- Pinto, A. A. V. (1981). Aterros Pocinho - Vila Franca das Naves : caracterização físico-mecânica dum material xistoso. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Pinto, A. A. V., & Neves, E. J. M. d. (1979). *Barragem de Meimoa : aterro experimental*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Pinto, J. L. (1969). Corpo isotrópico transversal e sua aplicação ao estudo da deformabilidade das rochas xistosas. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Pinto, J. L. (1973). *Deformabilidade de rochas xistosas*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Pinto, P. S. S. e. (1979). Colaboração no controle dos maciços terrosos da Barragem do Alvito : 4o. relatório. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Quaresma, L. M. T., & Pinelo, A. S. (1988). *Beneficiação do pavimento do IP1, entre a E.N. 263 e a Estação de Ourique*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Ribeiro, O., Teixeira, C., & Ferreira, C. R.(1967)–Notícia Explicativa da Folha 24-D, CasteloBranco. *Serv. Geol. Portugal, Lisboa, 24*.
- Ribeiro, S. P. T. (2012). Terraplenagem: metodologia e técnicas de compactação.
- Rocha, M. (1977). Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Setra, L. (2000). Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme.*Guides du LCPC*.
- Terraplenagens em solos evolutivos : Materiais xistosos : ESA-DIRR. TRIS; NTIS-DIALOG, 29.May.90. (1990). Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Viegas, J. M. d. B. (2001). Controlo de construção da barragem da Caroucha. Principais aspectos de natureza geotécnica.

Anexos

Anexo 1 - Resultados da Análise Granulométrica

Amostra	AAG - Inicial
Massa seca total M_1 (g)	1000
Massa seca após lavagem M_2 (g)	996.43
Massa seca dos finos removidos por lavagem $M_1 - M_2$ (g)	3.57

ANÁLISE POR PENEIRO E DIMENSÃO DOS GRÃOS

PENEIRO Nº	MALHA (mm)	MATERIAL RETIDO (grs)	% RETIDOS	% PASSADOS
3"	76.200	0.000	0.000	100
2"	50.800	0.000	0.000	100
1 1/2"	38.100	30.000	3.064	96.99
1"	25.400	182.300	18.621	78.69
3/4"	19.100	165.000	16.854	62.13
1/2"	12.700	150.400	15.363	47.04
3/8"	9.250	84.500	8.631	38.56
4	4.760	172.500	17.620	21.25
10	2.000	105.800	10.807	10.63
20	0.840	46.800	4.780	5.93
40	0.420	20.000	2.043	3.93
80	0.177	33.500	3.422	0.57
200	0.074	3.900	0.398	0.17
	Σ	994.670		
MATERIAL RETINO NO FUNDO (P)		0.5		

Anexo 2 - Resultados do Limites de consistência

Amostra	A-LC-Inicial
---------	--------------

DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ

<i>CÁPSULA N^o</i>	A	B	C	D
MASSA SA CÁPSULA CONTENDO O SOLO HÚMIDO	25.600	29.900	25.200	27.6
MASSA SA CÁPSULA CONTENDO O SOLO SECO	21.800	24.800	21.400	22.7
MASSA DA CÁPSULA	10.100	10.600	11.000	10.6
MASSA DO SOLO SECO	11.700	14.200	10.400	12.1
MASSA DA ÁGUA	15.500	19.300	14.200	4.6
TEOR EM ÁGUA%	32.479	35.915	36.538	38.017
NÚMERO DE GOLPES	35	20	24	18

DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE

<i>CÁPSULA N^o</i>	D	E	F	G
MASSA SA CÁPSULA CONTENDO O SOLO HÚMIDO	14.100	17.500	16.700	15.700
MASSA SA CÁPSULA CONTENDO O SOLO SECO	13.300	15.900	15.300	14.400
MASSA DA CÁPSULA	10.800	10.800	11.000	10.400
MASSA DO SOLO SECO	2.500	5.100	4.300	4.000
MASSA DA ÁGUA	3.300	6.700	5.700	5.300
TEOR EM ÁGUA%	32.000	31.373	32.558	32.500

Anexo 3 - Resultados do Ensaio de Proctor Normal;

MOLDE N°	1	2	3	4
ALTURA DO CORPO DE PROVA (CM)	1.14	1.14	1.14	1.14
DIÂMETRO (CM)	1.52	1.52	1.52	1.52
VOLUME (CM³)	2068.6	2068.6	2068.6	2068.6
MASSA DO MOLDE (G)	3115.5	3115.5	3115.5	3115.5
SOLO USADO NA COMPACTAÇÃO (G)	4500	4500	4500	4500
ÁGUA ADICIONADA (ML)	0	150	300	450
AMOSTRA COMPACTADA + MOLDE (G)	7226.5	7461	7658.5	7555.5
SOLO HÚMIDO (G)	4111	4345.50	4542.7	4440
BARIDADE HÚMIDA 0.001G/CM³	1.99	2.101	2.20	2.15
CAPSULA N°	1A	2A	3A	4A
CAPSULA (G)	21.1	13.6	13.6	13.6
CAPSULA + SOLO HÚMIDO (G)	49.6	37.5	40.3	61.4
CAPSULA + SOLO SECO (G)	47.8	34.9	36.7	54.7
PESO DA ÁGUA (0.1G)	1.8	2.6	3.6	6.7
SOLO SECO (0.1G)	26.70	21.30	23.1	41.1
TEOR DE HUMIDADE (%)	6.74	12.21	15.6	16.30
CAPSULA N°	1B	2B	3B	4B
CAPSULA (G)	20.5	13.8	13.8	13.8
CAPSULA + SOLO UMIDO (G)	43.9	32.8	47.1	52.4
CAPSULA + SOLO SECO (G)	42.4	30.4	42.8	47.1
PESO DA ÁGUA (0.1G)	1.5	2.4	4.3	5.3
SOLO SECO (0.1G)	21.90	16.60	29.0	33.3
TEOR DE HUMIDADE (%)	6.85	14.46	14.83	15.92
TEOR MÉDIO (0.1%)	6.8	13.34	15.22	16.11
BARIDADE SECA (0.001G/CM³)	1.86	1.85	1.91	1.85

Anexo 4 - Resultados do 1ºciclo do ensaio Slake Durability test;

ASTM D4644 (2008)		Laboratório: EST/IPCB
Identificação da amostra:A-SDT-Inicial;		Data: 2015
		Operador: Maria Rodrigues

PESO TOTAL DA AMOSTRA (G)		488.1
C	Peso do Tambor (g)	1647.2
A	Peso do Tambor + Amostra (g)	2135.3
B	Peso do Tambor + Amostra após Ensaio (g)	2092.2

$$I_{d1} = \frac{(B - C)}{(A - C)} \times 100 = \frac{(2092.2 - 1647.2)}{(2135.3 - 1647.2)} \times 100 = 91.170 \sim 91$$

PESO TOTAL DA AMOSTRA (G)		439.9
C	Peso do Tambor (g)	1647.2
A	Peso do Tambor + Amostra (g)	2087.1
B	Peso do Tambor + Amostra após Ensaio (g)	2070.3

$$I_{d2} = \frac{(B - C)}{(A - C)} \times 100 = \frac{(2070.3 - 1647.2)}{(2087.1 - 1647.2)} \times 100 = 96.181 \sim 96$$

Anexo 5 - Resultados do ensaio Micro-Deval;

		Laboratório: EST/IPCB
NP EN 1097-1:2012		
Identificação da amostra: A – MD – Inicial;		Data: 2015
		Operador: Maria Rodrigues
Fração granulométrica (mm)		10 a 14
Tipo de ensaio efetuado		Seco
Data do ensaio		2015
Coeficiente de micro-Deval		
MDEs		
Provete elementar 1		185.6
Provete elementar 2		185.7
M_{DEs} (Média dos dois provetes elementares)		63

Anexo 6 - Resultados do ensaio de compactação Proctor P1;

MOLDE N°	N° PANCADAS				55
	1	2	3	4	5
ALTURA DO CORPO DE PROVA (CM)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
DIÂMETRO (CM)	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52
VOLUME (CM ³)	2068.6	2068.6	2068.6	2068.6	2068.6
MASSA DO MOLDE (G)	3115.5	3115.5	3115.5	3115.5	3115.5
SOLO USADO NA COMPACTAÇÃO (G)	4500	4500	4500	4500	4500
ÁGUA ADICIONADA (ML)	50	100	150	200	250
AMOSTRA COMPACTADA + MOLDE (G)	7347.6	7441.6	7565.6	7578.8	7588.7
SOLO HÚMIDO (G)	4232.6	4326.6	4450.6	4463.8	4473.7
BARIDADE HÚMIDA 0.001G/CM ³	2.046	2.092	2.151	2.158	2.163
CAPSULA N°	1A	2A	3A	4A	5A
CAPSULA (G)	13.8	13.8	10.1	9.8	13.8
CAPSULA + SOLO HÚMIDO (G)	40.0	34.9	27.3	32.5	47.2
CAPSULA + SOLO SECO (G)	38.5	32.5	25.3	30.3	43.3
PESO DA ÁGUA (0.1G)	1.50	2.40	2.00	2.20	3.90
SOLO SECO (0.1G)	24.70	18.70	15.20	20.50	29.50
TEOR DE HUMIDADE (%)	6.073	12.83	13.16	10.73	13.22
CAPSULA N°	1B	2B	3B	4B	5B
CAPSULA (G)	13.7	13.7	13.8	9.9	13.7
CAPSULA + SOLO UMIDO (G)	42.9	35.6	33.5	29.7	51.1
CAPSULA + SOLO SECO (G)	40.9	33.5	31.7	27.5	46.9
PESO DA ÁGUA (0.1G)	2.0	2.10	1.80	2.20	4.20
SOLO SECO (0.1G)	27.20	19.80	17.90	17.60	33.20
TEOR DE HUMIDADE (%)	7.33	10.61	10.06	12.50	12.65
TEOR MÉDIO (0.1%)	6.702	11.72	11.61	11.61	12.94
BARIDADE SECA (0.001G/CM ³)	1.92	1.87	1.93	1.93	1.915

Anexo 7 - Resultados granulométricos das amostras após compactação - AAG-P1;

**ANÁLISE POR PENEIRO E DIMENSÃO
DOS GRÃOS**

PENEIRO Nº	MALHA (mm)	% do material que passa				
		AAG-P11	AAG-P12	AAG-P13	AAG-P14	AAG-P15
3"	76.200	100	100	100	100	100
2"	50.800	100	100	100	100	100
1 1/2"	38.100	94.03	100	93.76	93.36	93.08
1"	25.400	87.94	87.33	86.67	82.74	82.59
3/4"	19.100	85.09	72.69	71.88	69.84	68.52
1/2"	12.700	73.65	59.15	57.44	58.59	49.89
3/8"	9.250	67.52	52.32	48.98	52.88	40.30
4	4.760	47.56	34.52	30.75	34.84	23.24
10	2.000	29.03	20.47	18.33	20.14	12.74
20	0.840	17.63	12.45	10.65	12.06	7.43
40	0.420	11.41	7.42	6.72	7.32	5.40
80	0.177	5.57	1.26	1.19	0.79	2.75
200	0.074	0.56	1.05	0.61	0.07	2.31

Anexo 8 - Comparações dos valores das curvas granulométricas - AAG-P1;

COMPARAÇÃO DE CLASSIFICAÇÕES

		AAG- Inicial	AAG-P11	AAG-P12	AAG-P13	AAG- P14	AAG- P15
	D10	1.95	1.462	1.58	1.603	1.59	2
	D30	6.26	2.019	2.24	2.312	2.242	3.69
	D60	17.74	3.85	10.10	10.85	10.70	16.13
	CU	9.09	3	6	7	7	8
	CC	1.13	0.72	0.32	0.31	0.30	0.42
	MF	7.3	5.3	6.6	6	6	6.1
	GRADUAÇÃO	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado
	UNIFORMIDADE	Média	Muito uniforme	Média	Média	Média	Média
% DE FINOS	% Areia	10.6	28.9	20.3	19.1	20.1	10.00
	% Silte	0.0	0.1	0.2	0.3	0.0	0.0
	% Argila	0.0	0.0	0.01	0.0	0.0	0.0
	CLASSIFICAÇÃO	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso

Anexo 9 - Resultados do ensaio de compactação Proctor P2;

MOLDE N°	N° PANCADAS				25
	1	2	3	4	5
ALTURA DO CORPO DE PROVA (CM)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
DIÂMETRO (CM)	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52
VOLUME (CM³)	2068.6	2068.6	2068.6	2068.6	2068.63
MASSA DO MOLDE (G)	3115.5	3115.5	3115.5	3115.5	3115.5
SOLO USADO NA COMPACTAÇÃO (G)	4500	4500	4500	4500	4500
ÁGUA ADICIONADA (ML)	50	100	150	200	250
AMOSTRA COMPACTADA + MOLDE (G)	7088.8	7136.7	7302.9	7368.2	71.62.3
SOLO HÚMIDO (G)	3973.30	4021.2	4187.4	4252.7	4047.30
BARIDADE HÚMIDA 0.001G/CM³	1.92	1.94	2.024	2.056	1.957
CAPSULA N°	1A	2A	3A	4A	5A
CAPSULA (G)	13.8	13.8	10.1	9.8	10.0
CAPSULA + SOLO HÚMIDO (G)	37.7	35.2	37.0	34.2	45.5
CAPSULA + SOLO SECO (G)	35.2	32.7	32.9	32.4	40.4
PESO DA ÁGUA (0.1G)	2.5	2.5	4.1	1.8	5.1
SOLO SECO (0.1G)	21.4	18.9	22.8	22.6	30.4
TEOR DE HUMIDADE (%)	11.68	13.23	17.98	7.96	16.78
CAPSULA N°	1B	2B	3B	4B	5B
CAPSULA (G)	13.8	13.7	13.7	9.9	10.1
CAPSULA + SOLO UMIDO (G)	39.0	41.5	40.9	40.3	47.3
CAPSULA + SOLO SECO (G)	37.0	38.4	36.3	38.0	41.8
PESO DA ÁGUA (0.1G)	2.0	3.1	4.6	2.3	5.5
SOLO SECO (0.1G)	23.2	24.7	22.6	28.1	31.7
TEOR DE HUMIDADE (%)	8.62	12.55	22.6	8.19	17.35
TEOR MÉDIO (0.1%)	10.15	12.89	19.17	8.07	17.06
BARIDADE SECA (0.001G/CM³)	1.74	1.72	1.7	1.90	1.67

Anexo 10 - Resultados granulométricos das amostras após compactação - AAG-P2;**ANÁLISE POR PENEIRO E DIMENSÃO
DOS GRÃOS**

PENEIRO Nº	MALHA (mm)	% do material que passa				
		AAG-P21	AAG-P22	AAG-P23	AAG-P24	AAG-P25
3"	76.200	100	100	100	100	100
2"	50.800	100	100	100	100	100
1 1/2"	38.100	100	100	100	100	100
1"	25.400	90.24	89.46	95.41	96.54	78.98
3/4"	19.100	77.60	83.11	89.31	78.46	70.43
1/2"	12.700	66.85	67.65	75.56	63.75	54.19
3/8"	9.250	57.40	56.07	62.14	51.89	41.87
4	4.760	37.35	32.11	38.56	25.32	20.05
10	2.000	21.55	16.65	20.81	11.61	9.20
20	0.840	13.62	8.93	11.57	6.25	4.87
40	0.420	9.29	4.50	6.52	2.50	2.96
80	0.177	3.82	0.71	1.77	0.14	0.77
200	0.074	3.01	0.24	0.12	0.02	0.31

Anexo 11 - Comparações dos valores das curvas granulométricas - AAG-P2;

COMPARAÇÃO DE CLASSIFICAÇÕES

		AAG- Inicial	AAG-P21	AAG-P22	AAG-P23	AAG- P24	AAG- P25
	D10	1.95	1.561	1.67	1.57	1.87	1.89
	D30	6.26	2.192	2.31	2.19	2.78	2.79
	D60	17.74	6.06	6.36	4.53	7.99	8.03
	CU	9.09	4	4	3	4	4
	CC	1.13	0.51	0.50	0.67	0.51	0.51
	MF	7.3	6.1	6.2	5.8	6.3	6.8
	GRADUAÇÃO	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado	Mal graduado
	UNIFORMIDADE	Média	Muito uniforme	Média	Média	Muito uniforme	Muito uniforme
% DE FINOS	% Areia	10.6	21.0	16.6	20.8	11.6	11.4
	% Silte	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	% Argila	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0
	CLASSIFICAÇÃO	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso	Solo grosso

