

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA
DE MACIÇOS ROCHOSOS DE BAIXA RESISTÊNCIA
O FLYSCH DO BAIXO ALENTEJO**

ANTÓNIO BASTOS DE PINHO



UNIVERSIDADE DE ÉVORA

ÉVORA, 2003

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA
DE MACIÇOS ROCHOSOS DE BAIXA RESISTÊNCIA
O FLYSCH DO BAIXO ALENTEJO**

ANTÓNIO BASTOS DE PINHO

Dissertação apresentada à Universidade de Évora
para obtenção do grau de Doutor em Geologia

**UNIVERSIDADE DE ÉVORA
ÉVORA, 2003**

Ao João Pedro, meu filho, a minha maior fonte de energia e ânimo, para superar os momentos mais difíceis, e lutar por um futuro melhor.

À Isabel, minha esposa, amiga e colega, porque o seu carinho, amor, amizade e paciência têm sido imprescindíveis para mim.

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar o seu agradecimento e reconhecimento a todas as pessoas e entidades que se interessaram e contribuíram para a concretização deste trabalho.

Em particular, deseja agradecer:

Ao Professor Doutor José Alcino Rodrigues Carvalho, Orientador do presente trabalho, as interessantes sugestões, os ensinamentos, o permanente estímulo, o inexcedível apoio e disponibilidade demonstrados durante a realização do trabalho e ainda, pela sugestão do tema e revisão crítica do texto, comentando-o e sugerindo alterações. Os seus ensinamentos e orientação, assim como, a compreensão e amizade demonstradas, foram fundamentais para a concretização desta dissertação.

Ao saudoso Professor Doutor Francisco Gonçalves, os preciosos ensinamentos sobre a Geologia Regional, os quais, muito facilitaram o reconhecimento de campo e o enquadramento geológico das formações estudadas no presente trabalho. Os seus conselhos e sugestões, foram uma contribuição valiosa para a minha formação pessoal e profissional; a sua ética e humanitarismo, assim como, o seu grande profissionalismo e competência científica, fazem do Professor Francisco Gonçalves uma referência importante na minha vida pessoal e académica.

Ao Professor Doutor Celso Figueiredo Gomes, os ensinamentos e sugestões sobre a caracterização química e mineralógica das rochas estudadas, o incentivo, a permanente disponibilidade e inexcedível amizade demonstradas. Agradeço as facilidades concedidas para a realização dos ensaios de caracterização química e mineralógica.

Ao Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André (CEGSA), na pessoa do seu Director, Engenheiro Alberto Silva, as facilidades concedidas no acesso à bibliografia da especialidade, durante a pesquisa bibliográfica, assim como, na utilização das instalações e equipamentos de laboratório, durante a realização dos ensaios mecânicos e alguns ensaios físicos. Ao Engenheiro Alberto Silva, Sr. Ramalheite e a todos os funcionários de CEGSA, agradeço o apoio, a disponibilidade e a inexcedível amizade.

Ao Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro, as facilidades concedidas para a realização das análises químicas e mineralógicas nos seus laboratórios.

À BRISA Auto-Estradas de Portugal S.A., pelas facilidades concedidas na utilização da amostragem obtida durante o Estudo Prévio da A2 Auto-estrada do Sul sublanço Almodôvar-Salir. Agradeço, em particular aos Engenheiros Mário Cardoso e Almeida Mendes, à Engenheira Dora Baptista e ao Dr. Rui Beja, todo o apoio prestado.

Ao INAG, em particular ao Engenheiro Armindo Lopes, por todo o apoio prestado e pelas facilidades concedidas na utilização da amostragem obtida junto à barragem do Funcho.

À COBA, Consultores de Engenharia e Ambiente, em particular ao Dr. Raúl Pistone e Engenheiro Rui Abreu, as facilidades concedidas e o apoio prestado no acesso à amostragem da A2 - Auto-estrada do Sul, utilizada no presente trabalho.

Aos colegas e funcionários do Departamento de Geociências em particular, e da Universidade de Évora em geral, que directa ou indirectamente contribuíram para a realização desta dissertação. À Engenheira Mariana Honrado pela colaboração prestada na colheita de amostras e na realização de alguns ensaios de caracterização física e de alterabilidade.

Ao Engenheiro Francisco Rosa, a inextinguível amizade, o permanente apoio, disponibilidade e colaboração durante a realização do presente trabalho. A sua colaboração foi fundamental e imprescindível para a concretização desta dissertação.

Por último, desejo expressar a minha gratidão à Família e Amigos, pelo permanente incentivo, apoio e paciência, principalmente, nos momentos de menor ânimo, ajudando a superá-los, quer ao longo de toda a minha vida académica, quer durante a realização deste trabalho, de forma a possibilitar a concretização deste objectivo.

RESUMO

O presente trabalho visa contribuir para o conhecimento das características geotécnicas das rochas e maciços rochosos que constituem as formações turbidíticas do Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA).

Este trabalho insere-se no âmbito das rochas e maciços rochosos de baixa resistência, e apresenta uma perspectiva do estado actual do conhecimento sobre esta temática.

As formações do FBA são constituídas por sequências espessas de turbiditos, nas quais as bancadas centimétricas a métricas de grauvaques alternam com níveis de rochas pelíticas (s.l.), finamente estratificados, contendo por vezes, intercalações de conglomerados. Toda a sedimentação das formações turbidíticas em estudo, deverá ter sido controlada pela tectónica. Simultaneamente com a primeira fase de deformação hercínica, terá ocorrido um evento metamórfico de baixo grau (zona da clorite) que afectou estes depósitos com características do tipo “flysch”.

Efectuou-se uma caracterização das principais propriedades físicas, mecânicas e de alterabilidade, dos principais litótipos do FBA, nomeadamente, as rochas pelíticas (xistos argilosos e filitos) e os grauvaques. Este estudo laboratorial teve como objectivo avaliar as propriedades mais adequadas para a sua caracterização geotécnica. Os materiais rochosos referidos foram ainda caracterizados do ponto de vista textural, químico e mineralógico.

O estudo experimental realizado no âmbito do presente trabalho, deu ênfase aos aspectos relacionados com a alteração e a alterabilidade das rochas do FBA, designadamente, a descrição e avaliação do estado de alteração e a sua influência nas características mineralógicas e físicas destes materiais rochosos. É analisada a influência da anisotropia no comportamento geotécnico das rochas estudadas, nomeadamente na expansibilidade e na resistência.

A caracterização física e mecânica dos litótipos do FBA foi difícil de realizar, sobretudo no caso das rochas pelíticas, devido à anisotropia e a heterogeneidade destes materiais rochosos. A anisotropia verificada nos valores obtidos para algumas propriedades é originada pela foliação, a qual, para além de dificultar a preparação de amostras para os ensaios de laboratório, origina uma dispersão acentuada dos valores de algumas propriedades, como por exemplo, a expansibilidade, a resistência ou a deformabilidade. A heterogeneidade está relacionada com o facto dos xistos e dos grauvaques ocorrerem em regra, finamente estratificados, o que por vezes, afecta a representatividade dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais.

A heterogeneidade e anisotropia reveladas no comportamento das rochas do FBA, também se verificam à escala do maciço rochoso. Os maciços de FBA são caracterizados por uma grande complexidade estrutural, constituída por numerosos dobramentos e zonas de cisalhamento, que afecta as sequências metasedimentares constituídas pela alternância de xistos e grauvaques com propriedades mecânicas distintas. Como resultado da sua estrutura complexa os maciços apresentam uma faixa de alteração com limites irregulares, por vezes, com desníveis de vários metros entre o substrato são a pouco alterado e a zona alterada do maciço constituída por rochas brandas e solos residuais.

ABSTRACT

This work aims to contribute to the knowledge of the geotechnical characteristics of rocks and rock masses that constitute the flysch formations of the Baixo Alentejo Flysch (FBA).

It is inserted in the scope of the weak rocks and weak rock masses and it presents a perspective on the current state of affairs in this subject.

The FBA formations are flysch-type deposits constituted by sequences of usually thick greywacke beds that alternate with thin shale beds, which include sometimes intercalations of conglomerate beds. All the sedimentation of these Flysch formations should be controlled by tectonics. Simultaneously, with the first Hercynian deformation phase a low-grade metamorphic event (chlorite zone) that affected these flysch deposits should have occurred.

The main physical, mechanical and weathering properties of the shales and greywackes of FBA were studied, especially the shales ones. The purpose of this laboratory study was the assessment of the more appropriate properties to the geotechnical characterization of the rocks studied, as well as a textural, chemical and mineralogical characterization.

This study emphasizes the aspects related to the weathering of the rocks belonging to the FBA, particularly the description and assessment of the weathering state and its influence on the physical and mineralogical characteristics of these rock materials. It is analysed the influence of anisotropy on the geotechnical behaviour of the rocks studied, namely on the swelling and on the strength.

The physical and mechanical characterization was a difficult task, chiefly in shales, due to the anisotropy and heterogeneity of these rock materials. The anisotropy verified in some properties is caused by foliation, which besides making the sample preparation difficult to the laboratory tests, it also gives rise to a scattering of the measured properties values, *e.g.* swelling, strength and deformability. The heterogeneity is related to the typical characteristics of the FBA flysch formations, where thinly stratified greywacke and shale beds are common, which sometimes may affect the laboratory tests results making them less representative.

The heterogeneity and anisotropy revealed in the rocks of FBA, are also verified at rock mass scale. The rock masses of FBA are characterized by a great structural complexity, with intense folding and shearing, that affects the flysch formations with alternation of shales and greywackes beds with distinct mechanical properties. As a result of its complex structure the rock masses of FBA present a weathering zone with irregular boundaries, sometimes several metres unlevelled between the fresh to slightly weathered rock mass and the highly to completely weathered rock mass constituted by weak rocks and residual soils.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	V
ABSTRACT	VII
ÍNDICE GERAL	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE QUADROS	XV
SIMBOLOGIA	XIX
ABREVIATURAS	XXI
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
CAPÍTULO 1	7
1 - Rochas e maciços rochosos de baixa resistência	9
1.1 - Síntese histórica sobre o estudo das rochas de baixa resistência	9
1.2 - Conceito de rocha branda	10
1.2.1 - Classificação das rochas brandas	13
1.3 - As rochas brandas no espectro geotécnico dos materiais	16
1.3.1 - O espectro geotécnico contínuo dos materiais	22
1.4 - Tipos de rochas brandas	23
1.5 - Formas de ocorrência das rochas brandas à escala do maciço rochoso	24
1.6 - Problemas geotécnicos relacionados com as propriedades intrínsecas das rochas brandas	29
CAPÍTULO 2	35
2 - Caracterização geotécnica de rochas e maciços de baixa resistência	37
2.1 - Introdução	37
2.2 - Amostragem	37
2.3 - Ensaaios de laboratório	44
2.3.1 - Análise micropetrográfica	46
2.3.2 - Ensaaios índice	46
2.3.3 - Ensaaios mecânicos	50
2.4 - Ensaaios <i>in situ</i>	58
2.4.1 - Ensaio de corte directo <i>in situ</i>	58
2.4.2 - Ensaaios de deformabilidade <i>in situ</i>	59
2.4.3 - Determinação do estado de tensão <i>in situ</i>	61
2.4.4 - Ensaaios de permeabilidade <i>in situ</i>	62
2.4.5 - Prospecção geofísica	63
2.5 - Trabalhos experimentais a grande escala	64
2.6 - Observação e instrumentação	64
CAPÍTULO 3	69
3 - Enquadramento geológico	71
3.1 - Geomorfologia	71
3.2 - Geologia Regional	73

3.2.1 - Maciço Ibérico	73
3.2.2 - Zona Sul Portuguesa	75
3.2.2.1 - Estratigrafia	75
3.2.2.2 - Metamorfismo	79
3.2.2.3 - Tectónica	79
3.2.3 - Grupo do Flysch do Baixo Alentejo	80
3.3 - Hidrogeologia	82
CAPÍTULO 4	85
4 - Estudo experimental das rochas do Flysch do Baixo Alentejo	87
4.1 - Metodologia	87
4.2 - Recolha de informação e investigação de campo	88
4.3 - Descrição dos locais de amostragem	94
4.3.1 - Amostragem de superfície	94
4.3.2 - Amostragem de profundidade	101
4.4 - Ensaio de laboratório	106
4.4.1 - Caracterização textural, química e mineralógica	111
4.4.1.1 - Análise mineralógica por difracção de raios-X	112
4.4.1.2 - Análise química por espectrometria de fluorescência de raios-X	114
4.4.2 - Ensaio físicos	116
4.4.2.1 - Massa volúmica	117
4.4.2.2 - Porosidade	118
4.4.2.3 - Índice de vazios	119
4.4.2.4 - Desgaste em meio aquoso (“ <i>Slake durability test</i> ”)	120
4.4.2.5 - Adsorção de azul de metileno	121
4.4.2.6 - Expansibilidade	124
4.4.3 - Ensaio de previsão da alterabilidade	127
4.4.3.1 - Ensaio de ataque pela água oxigenada a 110 volumes	128
4.4.3.2 - Ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio	128
4.4.4 - Ensaio com ultra-sons e ensaio mecânicos	130
4.4.4.1 - Velocidade de propagação de ultra-sons	130
4.4.4.2 - Ensaio de carga pontual	131
4.4.4.3 - Compressão uniaxial	133
4.4.4.4 - Corte e deslizamento de diaclases	138
CAPÍTULO 5	145
5 - Caracterização geotécnica dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo	147
5.1 - Considerações iniciais	147
5.2 - Caracterização química e mineralógica	147
5.3 - Caracterização física. Propriedades índice.	156
5.4 - Alteração e alterabilidade dos materiais rochosos do Flysch do Baixo Alentejo	169
5.4.1 - Descrição e classificação das rochas e maciços rochosos quanto ao estado de alteração	173
5.4.2 - Descrição por exame visual das amostras estudadas quanto ao estado de alteração	178
5.4.3 - Ensaio índice na avaliação do estado de alteração.	185
5.4.4 - Alterabilidade das rochas do Flysch do Baixo Alentejo	190
5.5 - Caracterização mecânica	193

5.5.1 - Resistência	194
5.5.2 - Deformabilidade	196
5.5.3 - Influência da anisotropia no comportamento mecânico	198
5.5.4 - Classificação quanto à resistência e deformabilidade	207
5.5.5 - Características geomecânicas dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo	211
5.6 - Correlações entre alguns parâmetros geotécnicos das rochas estudadas	216
5.6.1 - Correlações entre os parâmetros físicos	216
5.6.2 - Correlações envolvendo parâmetros físicos e mecânicos	218
5.7 - Comportamento geotécnico dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo	220
5.7.1 - Comportamento das rochas do Flysch do Baixo Alentejo em taludes naturais e de escavação	220
5.7.2 – Comportamento das rochas do Flysch do Baixo Alentejo como material de construção para aterros	222
CAPÍTULO 6	229
6 – Conclusões e perspectivas futuras	231
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	249

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 – Critérios para a definição da fronteira entre solos e rochas (adaptado de Rocha, 1977).	11
Figura 1.2 – Definição de rocha branda de acordo com a classificação da ISRM, 1978 (adaptado de Hencher, 1993).	12
Figura 1.3 – Comparação entre algumas das principais classificações de materiais rochosos quanto à resistência à compressão uniaxial (adaptado de Hawkins, 1998).	15
Figura 1.4 – Posição das rochas brandas em Geotecnia (adaptado de Johnston & Novello, 1993)	17
Figura 1.5 – Características de compressibilidade para diversos materiais geológicos (adaptado de Johnston & Novello, 1993).	19
Figura 1.6 – Características de resistência para diversos materiais geológicos (adaptado de Johnston & Novello, 1993).	20
Figura 1.7 – Influência da orientação das descontinuidades na resistência de uma ardósia (adaptado de Hoek, 1965).	21
Figura 1.8 – Influência da orientação das descontinuidades na resistência de uma argila estratificada (adaptado de Lo & Milligan, 1967).	22
Figura 1.9 – Espectro geotécnico contínuo dos materiais geológicos (adaptado de Johnston & Novello, 1993).	22
Figura 1.10 – Esquema dos processos de formação das rochas brandas (adaptado de Dobereiner & de Freitas, 1986).	24
Figura 1.11 – Perfis de alteração típicos em maciços rochosos sedimentares. (a) perfil homogéneo; (b) perfil heterogéneo (adaptado de Dobereiner <i>et al.</i> , 1990).	26
Figura 1.12 – Perfis de alteração em maciços rochosos ígneos. (a) perfil de alteração típico em rochas ígneas (adaptado de Deere & Patton, 1971 e de acordo com a classificação da ISRM, 1978); (b) perfil de alteração em rochas ígneas originado por fenómenos de alteração primária ou deutérica (adaptado de Lee & de Freitas, 1989 e de acordo com a classificação da ISRM, 1978).	27

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Metodologia e principais tipos de ensaios de laboratório e <i>in situ</i> utilizados para a caracterização geotécnica de rochas brandas (adaptado de Akai, 1997).	37
Figura 2.2 – Corte longitudinal do amostrador de parede dupla T6S (extraído de Dinis, 2001).	39
Figura 2.3 – Amostrador de parede tripla com tubo retráctil (adaptado de Dobereiner, 1984).	40
Figura 2.4 – Pormenor do revestimento interior em plástico (“ <i>liner</i> ”), num amostrador de parede dupla (extraído de Dobereiner, 1984).	41
Figura 2.5 – Sistema de amostragem “ <i>wire-line</i> ” (extraído de Ladeira, 2003).	42
Figura 2.6 – Influência das condições do estado de tensão na deformação das rochas de baixa resistência (adaptado de Oka & Maekawa <i>in Akai</i> , 1997).	54
Figura 2.7 – Representação esquemática da superfície de cedência para rochas brandas (Oka & Maekawa <i>in Akai</i> , 1997).	55

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Afloramentos paleozóicos e precâmbrios na Península Ibérica. MI – Maciço Ibérico (subdivisão em zonas segundo Lotze (1945) e Julivert <i>et al.</i> (1974): 1- Zona Cantábrica; 2 – Zona Oeste Astúrio-Leonesa; 3 e 4 – Zona Centro-Ibérica de Julivert <i>et al.</i> (1974), incluindo as Zonas Galaico-Castelhana (3) e Alcudiana (4); 5 – Zona Ossa-Morena; 6 – Zona Sul Portuguesa); AP – Afloramentos paleozóicos e precâmbrios nas Cadeias Alpinas; BP – Batólito de Pedroches; CPP – Cobertura pós-paleozóica (adaptado de Ribeiro <i>et al.</i> , 1990).	73
Figura 3.2 – Mapa de terrenos simplificado proposto para o Maciço Ibérico. 1 – Terreno Ibérico: a) margens imbricadas; b) núcleos parautóctones; 2 – Terrenos exóticos oceânicos; PL – Terreno Ofiolítico de Pulo do Lobo; CO – Cabo Ortegal; O – Ordoñez;	

B – Bragança; M – Morais; 3 – Terrenos Continentais Exóticos do Noroeste; 4 – Terreno Suspeito Sul Português; ZCBC – Zona de Cisalhamento de Badajoz-Córdova; ZCPT – Zona de Cisalhamento de Porto-Tomar. Divisão proposta por Julivert <i>et al.</i> (1974), no canto superior direito da figura (ZC- Zona Cantábrica; ZOAL – Zona Oeste Astúrio-Leonesa; ZCI – Zona Centro-Ibérica; ZOM – Zona Ossa-Morena; ZSP - Zona Sul Portuguesa). Adaptado de Ribeiro <i>et al.</i> (1990).	75
Figura 3.3 – Mapa geológico da Zona Sul Portuguesa (adaptado de Oliveira, 1990).	77

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Áreas da amostragem realizada: A (área de Santiago do Cacém); B (área de Almogrove); C (área de Almodôvar e Serra de Caldeirão) e D (área do Funcho), à escala 1:1600000 (adaptado da Carta Geológica de Portugal, SGP, 1968).	89
Figura 4.2 – Localização dos pontos de amostragem na área de Santiago do Cacém, à escala 1: 250000 (adaptado da Carta Geológica de Portugal, Oliveira <i>et al.</i> , 1983).	90
Figura 4.3 – Local 9 (Almogrove) à escala 1: 235000 (adaptado da Carta Geol. de Portugal, Oliveira <i>et al.</i> , 1983).	90
Figura 4.4 – Localização da amostragem da A2 e do ponto de amostragem 10 na área de Almodôvar e Serra do Caldeirão à escala 1: 245000 (adaptado da Carta Geol. de Portugal, Oliveira <i>et al.</i> , 1988).	91
Figura 4.5 – Amostragem de superfície. Aspecto dos blocos de rocha parafinados.	92
Figura 4.6 – Aspecto dos provetes extraídos dos blocos de rocha parafinados.	92
Figura 4.7 – Localização da amostragem do Funcho à escala 1: 250000 (adaptado da Carta Geológica de Portugal, Oliveira <i>et al.</i> , 1983).	93
Figura 4.8 – Difraccção dos raios-X na face de um cristal que corresponde a uma família de planos reticulares de equidistância d_{hkl} , para um ângulo de difraccção θ .	113
Figura 4.9 – Representação esquemática dos componentes básicos de um espectrómetro de raios-X	115
Figura 4.10 – Papel de filtro usado num ensaio de adsorção de azul de metileno pelo método da mancha.	123
Figura 4.11 – Esquema de ligações entre os Transdutores para as Ondas P e S com a caixa comutadora e a unidade PUNDIT.	130
Figura 4.12 – A - Extensómetro mecânico, que permite a medição das extensões axiais (ϵ_a) e das extensões transversais (ϵ_t), para determinação do coeficiente de Poisson e módulo de deformabilidade, (com três anéis e dois deflectómetros) ; B e C - extensómetro mecânico, que permite a medição das extensões axiais para determinação da deformabilidade, com apenas dois anéis e um deflectómetro, podendo-se verificar o sistema de engrenagem e alavancas.	135
Figura 4.13 – Equipamento utilizado na realização de um ensaio de deformabilidade com extensómetros eléctricos.	136
Figura 4.14 – Máquina de Hoek durante um ensaio de deslizamento de diaclases.	138
Figura 4.15 – Esquema da caixa de corte.	139
Figura 4.16 – Sistema de bombas hidráulicas manuais.	139

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Secções dos diagramas de difraccção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de grauvaque (1W3/W4G a 7W1G).	151
Figura 5.2 – Secções dos diagramas de difraccção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de grauvaque (8W3G a S40G).	152
Figura 5.3 – Secções dos diagramas de difraccção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de xisto (1W3/W2X a 5W4X).	153
Figura 5.4 – Secções dos diagramas de difraccção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de xisto (7W2/W1X a S40X).	154
Figura 5.5 – Valores da massa volúmica aparente obtidos nas amostras de xisto e de grauvaque.	158
Figura 5.6 – Valores da porosidade aparente obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.	159
Figura 5.7 – Valores de índice de vazios obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.	160
Figura 5.8 – Valores do índice de desgaste em meio aquoso obtidos nas amostras de xisto e de grauvaque.	161
Figura 5.9 – Valores da adsorção de azul de metileno obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.	162

Figura 5.10 –	Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e o tipo e quantidade dos minerais argilosos das amostras de xisto.	163
Figura 5.11 –	Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e o tipo e quantidade dos minerais argilosos das amostras de grauvaque.	163
Figura 5.12 –	Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e a qualidade dos minerais argilosos das amostras de xisto.	163
Figura 5.13 –	Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e a qualidade dos minerais argilosos das amostras de grauvaque.	163
Figura 5.14 –	Valores da expansibilidade obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.	165
Figura 5.15 –	Relação entre a expansibilidade e adsorção de azul de metileno nas amostras de xisto e grauvaque.	166
Figura 5.16 –	Relação entre a expansibilidade axial e a orientação da foliação nas amostras estudadas.	167
Figura 5.17 –	Relação entre a expansibilidade radial e a orientação da foliação nas amostras estudadas.	167
Figura 5.18 –	Características dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo. a) complexidade estrutural devida à intensa foliação, dobramento e cisalhamento do material; b) maciço rochoso constituído por intercalações de rochas com comportamento geomecânico diferente; c) fragmentos de rocha resistente e/ou quartzo estirados no seio de material muito esmagado, argilificado, com comportamento de um solo (extraído de Hoek <i>et al.</i> , 1998).	170
Figura 5.19 –	Pormenor do perfil de alteração de um maciço rochoso do FBA, evidenciando a influência da estrutura na meteorização destes maciços.	171
Figura 5.20 –	Perfil de alteração típico de rochas metamórficas (adaptado de Deere & Miller, 1971)	172
Figura 5.21 –	Análise do índice físico mais adequado para a avaliação do estado de alteração dos materiais rochosos estudados.	189
Figura 5.22 –	Perdas de massa em percentagem, das amostras de xisto e de grauvaque no ensaio de ataque pela água oxigenada.	192
Figura 5.23 –	Perdas de massa em percentagem das amostras de xisto e de grauvaque, no final do ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio.	193
Figura 5.24 –	Variação da resistência à compressão uniaxial com a orientação da foliação nas amostras de xisto e de grauvaque.	200
Figura 5.25 –	Sensibilidade do ensaio de carga pontual à anisotropia, nos xistos.	203
Figura 5.26 –	Sensibilidade do ensaio de carga pontual à anisotropia nos grauvaques.	204
Figura 5.27 –	Relação entre κ e $I_{a(50)}$ para as rochas estudadas.	204
Figura 5.28 –	Sensibilidade dos ultra-sons à anisotropia nos grauvaques.	205
Figura 5.29 –	Sensibilidade dos ultra-sons à anisotropia nos xistos.	206
Figura 5.30 –	Diagrama de Deere & Miller com a representação das amostras estudadas (adaptado de Deere & Miller, 1966).	210
Figura 5.31 –	Correlações entre a massa volúmica aparente e a porosidade aparente nas amostras de xisto e de grauvaque.	217
Figura 5.32 –	Correlações entre a massa volúmica aparente e o índice de vazios nas amostras de xisto e de grauvaque.	217
Figura 5.33 –	Correlações entre a porosidade aparente e o índice de vazios nas amostras de xisto e de grauvaque.	217
Figura 5.34 –	Correlações entre o índice de desgaste em meio aquoso e o índice de vazios nas amostras de xisto e de grauvaque.	218
Figura 5.35 –	Correlação entre a massa volúmica aparente e a resistência à compressão uniaxial nas amostras estudadas.	218
Figura 5.36 –	Correlação entre a massa volúmica aparente e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.	218
Figura 5.37 –	Correlação entre a porosidade aparente e a resistência à compressão uniaxial nas amostras estudadas.	219
Figura 5.38 –	Correlação entre a porosidade aparente e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.	219
Figura 5.39 –	Correlação entre o índice de vazios e a resistência à compressão uniaxial nas amostras estudadas.	219
Figura 5.40 –	Correlação entre o índice de vazios e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.	219
Figura 5.41 –	Correlações entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.	220

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1

Quadro 1.1 –	Compressibilidades da estrutura do material e das partículas sólidas, para diversos tipos de materiais (adaptado de Johnston, 1993).	18
Quadro 1.2 –	Classificação da alteração segundo a Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (adaptado de ISRM, 1978).	28

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 –	Velocidade de incremento da tensão e taxa de deformação utilizadas em ensaios de compressão uniaxial de rochas (adaptado de Dobereiner <i>in</i> Akai, 1997).	52
Quadro 2.2 –	Quadro resumo das principais técnicas de caracterização de rochas e maciços rochosos de baixa resistência.	65

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 –	Síntese dos trabalhos desenvolvidos para o estudo experimental das rochas do Fylsch do Baixo Alentejo.	87
Quadro 4.2 –	Quadro síntese das amostras obtidas nas sondagens S1, S3 e S4 da A2 - Auto-estrada do Sul.	102
Quadro 4.3 –	Quadro síntese das amostras, obtidas nas sondagens S5, S7, S15 e S22 da A2 - Auto-estrada do Sul.	103
Quadro 4.4 –	Quadro síntese das amostras obtidas nas sondagens S27, S30 e S40 da A2 - Auto-estrada do Sul.	104
Quadro 4.5 –	Quadro síntese das amostras obtidas nas sondagens F1, F2 e F3 da barragem do Funcho.	105
Quadro 4.6 –	Quadro síntese das amostras, para os ensaios de expansibilidade, obtidas nas sondagens S1, S4, S6 e S7 da A2 - Auto-estrada do Sul.	107
Quadro 4.7 –	Quadro síntese das amostras, para os ensaios de expansibilidade, obtidas nas sondagens S8, S15 e S31 da A2 - Auto-estrada do Sul.	108
Quadro 4.8 –	Síntese dos ensaios de laboratório realizados na amostragem de superfície.	109
Quadro 4.9 –	Síntese dos ensaios de laboratório realizados na amostragem de profundidade.	110
Quadro 4.10 –	Composição química das amostras de xistos e grauvaques com distintos estados de alteração.	116
Quadro 4.11 –	Quadro síntese dos resultados dos ensaios físicos efectuados nos xistos dos locais da amostragem de superfície e nas amostras S15X e F1X da amostragem de profundidade.	125
Quadro 4.12 –	Quadro síntese dos resultados dos ensaios físicos efectuados nos grauvaques dos locais da amostragem de superfície e nas amostras S15G e F1G da amostragem de profundidade.	126
Quadro 4.13 –	Resultados dos ensaios de expansibilidade efectuados na amostragem da A2 – Auto-estrada do Sul.	127
Quadro 4.14 –	Quadro resumo dos ensaios de previsão da alterabilidade, efectuados nos xistos e grauvaques dos locais da amostragem de superfície.	129
Quadro 4.15 –	Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados na amostragem da A2 - Auto-estrada do Sul.	140
Quadro 4.16 –	Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados na amostragem da barragem do Funcho.	142
Quadro 4.17 –	Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados nas amostras dos locais 9 e 10.	143

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 –	Valores médios das percentagens ponderais dos elementos maiores, sob a forma de óxidos, das rochas estudadas.	148
Quadro 5.2 –	Valores médios dos resultados obtidos para as propriedades físicas dos xistos e grauvaques para estados de alteração distintos.	157
Quadro 5.3 –	Dados coligidos sobre propriedades físicas dos materiais rochosos do Flysch do Baixo Alentejo.	168
Quadro 5.4 –	Comparação entre vários sistemas de classificação do estado de alteração das rochas e maciços rochosos (adaptado de Martin & Hencher, 1986).	176
Quadro 5.5 –	Proposta da Sociedade Geológica de Londres, para a classificação do perfil de alteração de maciços rochosos heterogéneos (adaptado de Anon, 1995).	178
Quadro 5.6 –	Classificação quanto ao estado de alteração, segundo a BGD (ISRM, 1981).	179
Quadro 5.7 –	Classificação quanto ao estado de alteração adoptando uma versão simplificada da BGD proposta pela ISRM (ISRM, 1981).	180
Quadro 5.8 –	Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de xisto, de acordo com a BGD (ISRM, 1981).	181
Quadro 5.9 –	Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de grauvaque, de acordo com a BGD (ISRM, 1981).	182
Quadro 5.10 –	Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de xisto, de acordo com a versão simplificada da BGD (ISRM, 1981), apresentada no Quadro 5.7.	183
Quadro 5.11 –	Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de grauvaque, de acordo com a versão simplificada da BGD (ISRM, 1981), apresentada no Quadro 5.7.	184
Quadro 5.12 –	Valores máximos, mínimos e médios da resistência à compressão uniaxial e do módulo de deformabilidade dos materiais rochosos estudados.	194
Quadro 5.13 –	Influência da anisotropia no comportamento mecânico dos xistos.	201
Quadro 5.14 –	Influência da anisotropia no comportamento mecânico dos grauvaques.	202
Quadro 5.15 –	Classes de resistência à compressão uniaxial propostas pela BGD (ISRM,1981).	207
Quadro 5.16 –	Classes quanto ao ângulo de atrito propostas pela BGD (ISRM,1981).	207
Quadro 5.17 –	Classificação quanto à resistência à compressão uniaxial, das rochas estudadas, em termos dos seus valores médios e de acordo com a BGD (ISRM, 1981).	208
Quadro 5.18 –	Classificação quanto ao ângulo de atrito das descontinuidades das rochas estudadas, de acordo com a BGD.	208
Quadro 5.19 –	Classificação dos materiais rochosos, proposta por Deere & Miller (1966).	209
Quadro 5.20 –	Dados coligidos sobre características mecânicas das rochas do Flysch do Baixo Alentejo.	212
Quadro 5.21 –	Comparação entre os valores do módulo de deformabilidade <i>in situ</i> e o módulo de deformabilidade em laboratório, em dois locais estudados.	213
Quadro 5.22 –	Influência da anisotropia no valor do módulo de deformabilidade <i>in situ</i> (adaptado de Neiva & Lima, 2002).	214
Quadro 5.23 –	Ensaio de deformabilidade <i>in situ</i> com LFJ no local da barragem de Fronhas, (adaptado de Neiva & Lima, 2002).	214
Quadro 5.24 –	Resistência ao corte <i>in situ</i> e em laboratório (adaptado de Neiva & Lima, 2002).	215
Quadro 5.25 –	Ensaio de deslizamento de diaclases <i>in situ</i> e em laboratório (adaptado de Neiva, 2002).	216
Quadro 5.26 –	Valores coligidos dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade de materiais rochosos do FBA, no sublanço Almodôvar - S. Bartolomeu de Messines da A2 - Auto-estrada do Sul (adaptado de BRISA, 1999a).	223
Quadro 5.27 –	Valores coligidos das propriedades físicas de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).	225
Quadro 5.28 –	Valores coligidos da resistência ao desgaste de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).	225
Quadro 5.29 –	Valores coligidos da resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual e ao esmagamento de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).	226
Quadro 5.30 –	Valores coligidos da resistência ao esmagamento de materiais rochosos do FBA, no sublanço Almodôvar - S. Bartolomeu de Messines da A2 - Auto-estrada do Sul (adaptado de BRISA, 1999a).	226

Quadro 5.31 – Valores coligidos dos módulos edométricos e deformação de colapso, mais representativos de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).

227

SIMBOLOGIA

Apesar do significado dos símbolos e das abreviaturas usados ser referido no texto, julga-se conveniente apresentar a lista dos mais importantes.

A	- área - secção transversal do provete - área da superfície do ensaio (ensaio de corte e deslizamento de diaclases)
B	- massa de azul de metileno adicionada
c	- coesão
c'	- coesão em termos de tensões efectivas
c _a	- coesão aparente
C	- compressibilidade da estrutura
C _s	- compressibilidade das partículas sólidas
CD	- ensaio triaxial do tipo consolidado drenado
CU	- ensaio triaxial do tipo consolidado não drenado
d ₀	- diâmetro inicial da amostra
d _{hkl}	- espaçamento dos planos cristalográficos
D	- diâmetro da amostra - distância inicial entre as ponteiras (ensaio de carga pontual)
D'	- distância entre as ponteiras no momento da rotura (ensaio de carga pontual)
D _e	- diâmetro equivalente do tarolo
DR	- coeficiente de degradabilidade
e	- índice de vazios
E	- módulo de deformabilidade
E _d	- módulo de elasticidade dinâmico
E _{lab}	- módulo de deformabilidade determinado em laboratório
E _{in situ}	- módulo de deformabilidade determinado <i>in situ</i>
E _t	- módulo de deformabilidade tangente
f _s	- frequência dominante da onda de corte
F	- força aplicada na rotura (ensaio de compressão uniaxial) - factor de correcção (ensaio de carga pontual)
F _n	- força normal
F _t	- força tangencial
FR	- coeficiente de fragmentabilidade
h ₀	- espessura inicial do provete
H	- altura da amostra
I _{d2}	- índice de desgaste em meio aquoso “ <i>slake durability index</i> ”
I _{a(50)}	- índice de anisotropia (ensaio de carga pontual)
I _s	- resistência à carga pontual não corrigida
I _{s(50)}	- índice de resistência à carga pontual corrigido
I _v	- índice de vazios
K ₀	- coeficiente de impulso em repouso
l	- distância entre os pontos de apoio ou base de medição (ensaio de compressão uniaxial)
l ₀	- comprimento axial medido no início do ensaio
L	- comprimento do provete
m _i	- massa inicial do provete

m_i'	- massa dos provetes após a peneiração final
m_0	- massa seca da toma (adsorção de azul de metileno)
M	- massa da amostra
M_g	- massa dos grãos
M_w	- massa de água intersticial
n	- número inteiro
n	- porosidade
n_a	- porosidade aparente ou acessível à água
p	- pressão confinante
p'	- tensão média em termos de tensões efectivas
p_i	- perda de massa dos provetes
pH	- potencial de hidrogénio
ppm	- partes por milhão
P	- perda de massa (ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio) - força aplicada na rotura (ensaio de carga pontual)
q	- tensão de desvio
r	- coeficiente de correlação linear
R	- ressalto do martelo de Schmidt “ <i>rebound value</i> ”
T	- tempo gasto no percurso
UU	- ensaio triaxial do tipo não consolidado não drenado
V	- volume da amostra - volume da solução de azul de metileno utilizada na titulação - velocidade de propagação de ultra-sons
V_{am}	- valor de adsorção de azul de metileno
V_g	- volume dos grãos da amostra
V_p	- velocidade da onda longitudinal ou primária, P
V_s	- volume dos sólidos da amostra
V_S	- velocidade da onda transversal ou secundária, S
V_v	- volume de vazios da amostra
w	- teor em água
W	- grau de alteração
β	- inclinação das descontinuidades em relação à vertical
γ	- massa volúmica
γ_a	- massa volúmica aparente
δ_a	- deslocamento axial
δ_{rad}	- deslocamento radial
Δ	- incremento finito
Δd	- variação do diâmetro do provete (ensaio de compressão uniaxial)
Δl	- valor da divisão da escala do deflectómetro
ε	- deformação - expansibilidade
ε_a	- deformação axial
ε_d	- deformação diametral
ε_r	- deformação (expansibilidade) radial
ε_t	- extensão transversal
θ	- ângulo de difracção (DRX)
ϕ	- ângulo de atrito
ϕ'	- ângulo de atrito em termos de tensões efectivas
κ	- relação entre o índice de resistência à carga pontual corrigido e a resistência à compressão uniaxial ($I_a(50)/\sigma_c$)

λ	- comprimento de onda da radiação incidente (DRX)
μ_x	- média
ν	- coeficiente de Poisson
σ_x	- desvio padrão
σ_c	- resistência à compressão uniaxial
σ'	- tensão efectiva
σ'_v	- tensão vertical efectiva
σ'_h	- tensão lateral efectiva
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- tensões principais
τ	- tensão tangencial ou de corte

ABREVIATURAS

A	- Autoestrada
AFNOR	- “Association Française de Normalisation”
ASTM	- “American Society for Testing and Materials”
BS	- “British Standards”
BGD	- “Basic Geotechnical Description of Rock Masses”
BF	- Barragem do Funcho
Cap.	- Capítulo
CEGSA	- Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André
COBA	- Complexo Ofiolítico de Beja-Acebuches
CSIRO	- “Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization”
CVS	- Complexo Vulcano Sedimentar
CXG	- Complexo Xisto-Grauváquico
DRX	- difracção de raios-X
EM	- estrada municipal
EN	- estrada nacional
ens.	- ensaio
eq.	- equação
Fig.	- Figura
FBA	- “Flysch do Baixo Alentejo”
FFQ	- Formação Filito-Quartzítica
FRX	- espectrometria de fluorescência de raios-X
G	- grauvaque
GCO	- “Geotechnical Control Office”
GSI	- “Geological Strength Index”
HSSR	- “Hard Soils and Soft Rocks”
IAEG	- “International Association of Engineering Geology”
IC	- Itinerário Complementar
IGM	- Instituto Geológico e Mineiro
INAG	- Instituto da Água
INMG	- Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica
IP	- Itinerário Principal
ISRM	- “International Society of Rock Mechanics”
ISSMGE	- “International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering”
ISSMFE	- “International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering”

JAE	- Junta Autónoma de Estradas
JGS	- “Japanese Geotechnical Society”
JSCE	- “Japanese Society of Civil Engineers”
JSSMFE	- “Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering”
LFJ	- “Large Flat Jack”
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	- “Linear Variable Differential Transformer”
Ma	- milhões de anos
Mac.	- Maciço
Máx.	- valor máximo
Méd.	- valor médio
Med.	- Mediana
MI	- Maciço Ibérico
Min.	- valor mínimo
NP	- Norma Portuguesa
NF	- Norma Francesa
rot.	- rotações
rpm	- rotações por minuto
P.R.	- perda ao rubro
PS	- perfis de refração sísmica
Rmi	- “Rock Mass Index”
RMR	- “Rock Mass Rating”
RMQ	- “Rock Mass Quality”; “Q - System”
RSBP	- “Rock Self-Boring Pressuremeter”
RSR	- “Rock Structure Rating”
s.l.	- em sentido lato
s.s.	- em sentido estrito
S	- sondagem
SBP	- “Self-Boring Pressuremeter”
SEM	- “Scanning Electron Microscopy”
SMR	- “ Slope Mass Rating”
SPT	- “Standard Penetration Test”
TAPL	- Terreno Acrecionário do Pulo do Lobo
TC	- “Technical Committee”
TFB	- Túnel Funcho - Benaciate
TOB	- Túnel Odeleite - Beliche
TRI	- Torre do Radar do INAG
TSC/MR	- Túnel Santa Clara - Monte da Rocha
TSM	- Túnel Sado - Morgavel
UA	- Universidade de Aveiro
UE	- Universidade de Évora
USBM	- “United States Bureau of Mines”
UTM	- Universal Transversa de Mercator
v.g.	- vértice geodésico
VLA	- Via Longitudinal do Algarve
X	- xisto
ZCI	- Zona Centro Ibérica
ZOM	- Zona de Ossa Morena
ZSP	- Zona Sul Portuguesa

et al. - *et alii* (e outros)
e.g. - *exempli gratia* (por exemplo)

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Considerações iniciais

O presente trabalho tem como objectivo principal, contribuir para o estudo das rochas e maciços rochosos de baixa resistência e sobretudo, para aprofundar o conhecimento das propriedades geotécnicas dos turbiditos que constituem o Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA).

Inserido no contexto dos materiais rochosos de baixa resistência, frequentemente designados por rochas brandas, este trabalho procura: i) dar uma perspectiva global sobre o estado actual do conhecimento sobre este tema; ii) salientar as principais dificuldades que em regra, ocorrem com a utilização destes materiais em obras de engenharia, quer como terreno de fundação, quer como material de construção.

A opção por este tema de trabalho deve-se sobretudo, à importância e interesse crescentes que o estudo das rochas e maciços rochosos de baixa resistência tem suscitado nas últimas décadas, como também, à reduzida informação, por vezes dispersa, que existe sobre alguns aspectos do comportamento destes materiais.

No âmbito do tema das rochas e maciços rochosos de baixa resistência, a escolha das formações turbidíticas do FBA, como objecto de estudo justifica-se sobretudo, por três motivos: i) a grande representatividade destas formações turbidíticas na geologia regional, ocupando uma extensa área do Sul de Portugal, abrangendo a maior parte do Baixo Alentejo e norte do Algarve, com cerca de 8000 Km²; ii) ser escassa informação geotécnica sobre estas formações geológicas, existindo sobretudo estudos geológicos e geotécnicos efectuados para o apoio ao projecto e construção dos grandes empreendimentos de engenharia; iii) a necessidade da utilização cada vez mais comum, em obras de terraplenagens, por razões económicas e ambientais, dos pelitos do FBA (frequentemente designados por xistos argilosos) os quais, sobretudo quando alterados, são considerados materiais evolutivos por poderem sofrer evolução granulométrica, quer durante o transporte, quer durante e após a colocação em obra; a grande susceptibilidade à alteração física (desagregabilidade) e à alteração química dos xistos argilosos, depende das suas características mineralógicas, físicas e mecânicas, exigindo por isso, uma caracterização laboratorial adequada.

Os litótipos principais que constituem as formações turbidíticas do FBA são: i) grauvaques e quartzogruvaques, geralmente de cor cinzenta e, em regra, metamorfizados (metagruvaques), ricos em detritos quartzo-feldspáticos, com fragmentos líticos de natureza diversa, consolidados por uma matriz fina argilo-micácea, em regra, rica em clorite; ii) pelitos (s.l.), ou seja, rochas argiláceas metamorfizadas de grão fino, do tamanho silte e/ou argila, em regra de cor cinzenta escura a negra, devido à presença de carbono, sob a forma de grafite, e/ou matéria orgânica; com foliação (clivagem de fluxo), causada por metamorfismo de baixo grau que de acordo com a intensidade do episódio metamórfico, formam um complexo de rochas pelíticas, variando entre xistos argilosos e os filitos.

Os dois litótipos principais das formações do FBA, têm comportamentos mecânicos distintos. Os grauvaques caracterizam-se por possuírem um comportamento frágil e uma resistência elevada, quando no estado são, enquanto que os pelitos (s.l.), se caracterizam por possuírem um comportamento dúctil e uma resistência baixa. Este facto, à escala megascópica, traduz-se numa fracturação acentuada nos estratos grauvacóides, de comportamento mais frágil e dobramentos intensos nos estratos pelíticos de comportamento mais dúctil.

Devido ao objectivo deste estudo, estar relacionado com o tema “**caracterização geotécnica de rochas e maciços rochosos de baixa resistência**”, assim como, pelo facto de nas formações do FBA, se verificar um predomínio dos pelitos (s.l.), é dada uma atenção especial ao estudo das características geotécnicas destes materiais. No entanto, devido à alternância característica de turbiditos grosseiros e finos, por vezes finamente estratificados, nas formações do FBA, foi considerado também o estudo geotécnico do grauvaque, apesar do comportamento mecânico deste litótipo, sobretudo quando no estado são a pouco alterado, não se enquadrar no âmbito dos materiais rochosos de baixa resistência. À escala do maciço rochoso, devido, em regra, à predominância de níveis pelíticos e à sua menor resistência, os maciços das formações do FBA podem ser considerados de baixa resistência.

No presente trabalho, os materiais grauvacóides (grauvaques e quartzogruvaques), em regra metamorfizados (metagruvaques), designam-se por grauvaques (s.l.), enquanto que os pelitos que lhes estão associados, designam-se por xistos e/ou xistos argilosos (s.l.).

É feita uma caracterização das propriedades químicas, físicas e mecânicas dos turbiditos do FBA, nomeadamente dos xistos argilosos, sendo enfatizados os aspectos relacionados com a alteração e alterabilidade destas rochas, tais como: i) descrição e avaliação do estado de alteração; ii) influência do estado de alteração nas características mineralógicas e físicas; iii) avaliação dos principais mecanismos de alteração.

Para além destas considerações iniciais, nas quais se procura justificar a importância do tema e do objecto do estudo, este trabalho está organizado em seis capítulos.

No Capítulo 1, após uma breve síntese histórica sobre o estudo das rochas de baixa resistência, é apresentado o conceito de rocha branda e descreve-se a situação das rochas brandas no espectro geotécnico dos materiais geológicos, analisando as suas relações com os restantes materiais (solos e rochas duras) que constituem este espectro contínuo de materiais geológicos; abordam-se ainda, alguns aspectos relacionados com a classificação das rochas brandas, nomeadamente, os critérios de classificação e as terminologias que são adoptadas por diversas entidades, nas classificações geotécnicas das rochas baseadas na resistência à compressão uniaxial; no final do capítulo descrevem-se os tipos principais de rochas brandas, as diversas formas de ocorrência das rochas brandas à escala do maciço rochoso e os principais problemas geotécnicos relacionados com as propriedades intrínsecas das rochas brandas.

A apresentação da metodologia que é utilizada em regra, na caracterização geotécnica das rochas e maciços rochosos de baixa resistência nomeadamente, as técnicas de amostragem, os ensaios em laboratório e *in situ*, assim como as suas principais limitações, é feita no Capítulo 2. Aqui são referidas também as adaptações de algumas técnicas de ensaio inicialmente desenvolvidas para os solos ou rochas duras, que se têm verificado nos últimos anos e que permitem não apenas melhorar a qualidade das amostras colhidas como também, possibilitar uma caracterização mais adequada destes materiais.

No Capítulo 3, é feito o enquadramento regional das formações do FBA. Desta forma, além de breves considerações sobre a geomorfologia e hidrogeologia da área de trabalho, são abordados os aspectos geológicos e estruturais mais relevantes das formações em estudo, nomeadamente os que estão relacionados com a estratigrafia, a sedimentologia, o metamorfismo e a tectónica.

No Capítulo 4 é descrita a metodologia adoptada, iniciando-se com a referência, nas primeiras secções do capítulo, aos trabalhos de campo efectuados e uma descrição dos locais de amostragem. Em seguida, são descritos os estudos laboratoriais realizados, relativos aos materiais rochosos das formações do FBA, em primeiro lugar as técnicas de análise usadas na caracterização mineralógica e química, seguindo-se os ensaios índice para a avaliação das propriedades físicas fundamentais (massa volúmica, porosidade, índice de vazios, expansibilidade), e da durabilidade dos materiais estudados (ensaio de desgaste em meio aquoso e ensaio de adsorção do azul de metileno pelo método da mancha). Finalmente, após a descrição de alguns ensaios de previsão da alterabilidade, nomeadamente, o ataque por água oxigenada e o ataque por sulfato de magnésio, realizados em amostras com diferentes estados de alteração, descreve-se um conjunto de ensaios mecânicos que foram realizados no âmbito do presente estudo nomeadamente, determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons, compressão uniaxial, carga pontual e deslizamento de diaclases, para avaliação da resistência e deformabilidade destes materiais.

No Capítulo 5, procede-se à análise e interpretação dos resultados obtidos nos estudos laboratoriais realizados no âmbito desta investigação sendo, sempre que possível, comparados com dados compilados na bibliografia sobre o mesmo tipo de materiais rochosos, com o objectivo de contribuir para o conhecimento das propriedades químicas, físicas e mecânicas dos materiais estudados e avaliar os parâmetros mais adequados para a sua caracterização. Os resultados de natureza geotécnica, sobre as rochas e maciços rochosos do FBA, compilados em estudos publicados assim como, em relatórios geológicos e geotécnicos efectuados para apoio a obras de engenharia implantadas nestas formações turbidíticas são expostos neste capítulo sumariamente, sob a forma de quadros. É feita uma avaliação das propriedades índice que podem ser utilizadas na descrição do estado de alteração das rochas estudadas, sendo propostos os ensaios índice mais adequados para a caracterização e descrição do estado de alteração. Apresenta-se também uma análise da influência da anisotropia no comportamento geotécnico destas rochas, nomeadamente, na expansibilidade e na resistência. No final, tecem-se algumas considerações sobre o comportamento geotécnico dos litótipos do FBA em taludes naturais e de escavação e como material de construção para aterros.

Finalmente, no Capítulo 6 produzem-se algumas considerações finais, apresentando as principais conclusões retiradas do trabalho realizado. São também sugeridas algumas linhas de investigação a desenvolver no futuro, no âmbito do tema tratado.

CAPÍTULO 1

ROCHAS E MACIÇOS ROCHOSOS DE BAIXA RESISTÊNCIA

1 - Rochas e maciços rochosos de baixa resistência

1.1 - Síntese histórica sobre o estudo das rochas de baixa resistência

Os maciços rochosos podem ser considerados de baixa resistência, em duas situações distintas: i) quando o material rochoso, que o constitui, tem baixa resistência; ii) quando a presença de um elevado número de fracturas ou outro tipo de descontinuidades, sejam responsáveis por um comportamento de baixa resistência do maciço, mesmo que o material rochoso constituinte seja de resistência elevada.

O estudo geotécnico das rochas de baixa resistência tem merecido um maior interesse nas últimas três décadas devido, quer à maior utilização destes materiais rochosos na construção civil, quer a um maior número de obras de engenharia construídas em locais onde ocorrem este tipo de materiais.

Os primeiros trabalhos publicados sobre este tema surgiram de uma forma dispersa, através de artigos em publicações periódicas, ou nas actas de Congressos e de outras reuniões técnicas e científicas. A primeira reunião científica internacional que incluiu uma secção técnica sobre este tema, ocorreu em 1975. Tratou-se da 5ª Conferência Panamericana da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, (“*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*”, ISSMFE, actualmente designada por *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, ISSMGE), realizada na Argentina. Posteriormente, surgiram alguns artigos sobre este tema, no Simpósio sobre Geotecnia de Fundações Estruturalmente Complexas realizado em Capri em 1977. A primeira reunião inteiramente dedicada às rochas de baixa resistência, ocorreu em 1981, em Tóquio, organizada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (“*International Society for Rock Mechanics*”, ISRM), sob a designação de “*International Symposium on Weak Rock*”, (Simpósio Internacional sobre Rochas Brandas).

Em 1986, os problemas ligados a fundações e escavações em materiais de baixa resistência, constituíram o 2º tema do 5º Congresso da Associação Internacional de Geologia de Engenharia (“*International Association of Engineering Geology*, IAEG), realizado em Buenos Aires, na Argentina. Mais tarde, em 1989, na 12ª Conferência Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, realizada no Rio de Janeiro, decorreu uma sessão técnica, organizada pelo Comité Técnico TC22 da ISSMGE, “*Indurated Soils and Soft Rocks*”, (Solos endurecidos e Rochas Brandas), para discutir os problemas relativos à construção civil nestes materiais geológicos.

Em 1990, realizou-se outra reunião, totalmente dedicada aos materiais geológicos de baixa resistência, (abarcando não só o material rocha, como também o maciço rochoso). Tratou-se da 26ª Conferência Anual do Grupo de Engenheiros da Sociedade Geológica de Londres, intitulada “*The Engineering Geology of Weak Rock*”, (A Geologia de Engenharia das Rochas Brandas), que se realizou em Leeds, no Reino Unido (Cripps *et al.*, 1993). Refere-se ainda, a ocorrência, nesse mesmo ano, de outra reunião científica internacional, o 6º Congresso Internacional da IAEG, realizado em Amsterdão, no qual as rochas de baixa resistência foram tratadas no âmbito dos materiais de construção problemáticos.

São diversos os problemas geotécnicos que frequentemente ocorrem em formações geológicas constituídas por materiais que não obedecem, de uma forma estrita, aos princípios da mecânica de solos ou da mecânica das rochas. Deste modo, foram organizados dois

importantes simpósios internacionais sobre “*Hard Soils and Soft Rocks*”, HSSR, (Solos Rijos e Rochas Brandas), em 1993, na Grécia (Anagnostopoulos *et al.*, 1993), mais tarde, em 1998, na Itália (Evangelista *et al.*, 1998), nos quais é reforçada a ideia de que estes materiais geológicos devem ser considerados como um todo, constituindo um conjunto que permite estabelecer uma transição gradual entre a mecânica de solos e a mecânica das rochas.

Além de contribuições isoladas, surgidas em diversas publicações periódicas no âmbito da Geotecnia e nas actas dos Congressos internacionais que nas últimas décadas foram promovidos pela IAEG, ISRM ou ISSMGE, merece referência ainda, o grande contributo a nível internacional, dado nos últimos anos por algumas entidades japonesas, tais como a Sociedade Japonesa de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações (“*Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*”, JSSMFE), a Sociedade Japonesa de Geotecnia (“*Japanese Geotechnical Society*”, JGS), e a Sociedade Japonesa de Engenheiros Civis (“*Japanese Society of Civil Engineers*”, JSCE).

1.2 - Conceito de rocha branda

É difícil definir rocha branda ou rocha de baixa resistência, devido quer ao uso de critérios diferentes para definir este conceito, quer à grande diversidade de materiais geológicos existentes na Natureza que podem ser englobados nessa definição.

Rocha de baixa resistência é uma designação que surge associada aos materiais rochosos com fraca resistência à compressão uniaxial e cujo comportamento geotécnico os situa entre os solos e as rochas duras. Vários autores usam o termo fraco ou de baixa resistência (“*weak*”), brando (“*soft*”). Por vezes, o termo solo rijo (“*Indurated soil*”; “*hard soil*”), é usado com a concepção de rocha muito branda. O termo rocha branda (“*soft rock*”), com origem no Comité Técnico TC22 da ISSMGE, preferido por alguns autores, foi adoptado nos dois simpósios internacionais sobre HSSR referidos anteriormente (Anagnostopoulos *et al.*, 1993; Evangelista *et al.*, 1998). A ISRM, durante o Simpósio internacional realizado em Tóquio, em 1981, adoptou a designação rocha de baixa resistência (“*weak rock*”), com o significado de rocha branda, fracturada e alterada (“*soft, fractured and weathered rock*”), aumentando a abrangência da designação. Neste trabalho, adopta-se a designação de rocha branda (“*soft rock*” ou “*weak rock*”), um termo frequentemente utilizado na bibliografia, como sinónimo de rocha de baixa resistência (“*low strength rock*”). Refira-se que alguns autores, preferem incluir outros tipos de rocha no mesmo contexto, tais como rochas com grandes cavidades originados por dissolução, ou por processos genéticos (Pechorkin, 1986).

Na Nova Zelândia, o termo rocha branda (“*soft rock*”), é usado apenas para certas rochas sedimentares, tal como siltitos, siltitos argilosos ou arenitos finos do Terciário ou Quaternário antigo (resistência à compressão uniaxial, σ_c , entre 1 e 5 MPa, não excedendo os 10 MPa no estado são), excluindo as rochas não sedimentares ou alteradas de baixa resistência (Read *et al.*, 1981).

Os termos fraco ou brando, são os normalmente usados para identificar materiais caracterizados por terem baixa resistência e que correspondem a uma grande diversidade de materiais geológicos, englobando não só os de origem sedimentar como outros tipos de materiais, originalmente, mais rijos e resistentes que depois de submetidos a processos de alteração ou metamorfismo retrógrado, sofreram uma deterioração das suas características. Por esta razão, há autores que preferem usar o termo genérico rocha de baixa resistência (“*low*

strength rock”), por ser a resistência o critério mais usado na classificação destes materiais geológicos.

As rochas brandas são materiais cuja amostragem e caracterização geotécnica, assim como, a previsão do seu comportamento são difíceis de realizar. Por vezes exigem a necessidade de recorrer a técnicas de construção ou de tratamento especiais, as quais permitem garantir a estabilidade das obras de engenharia, durante a sua construção e vida útil. Por isso, é frequente estes materiais de transição serem incluídos no grupo dos materiais problemáticos (Rodrigues, 1990).

As rochas brandas podem ser definidas, de uma forma genérica, como materiais geológicos de com características mecânicas deficientes, nomeadamente, deformabilidade elevada e resistência baixa que se situam na transição entre os solos e as rochas duras.

No entanto, é bastante difícil definir rocha branda e principalmente, o limite inferior das rochas brandas: a fronteira entre solos e rochas (Spink & Norbury, 1993). Esta fronteira pode ser estabelecida, usando critérios tão variados como a resistência, a deformabilidade, a porosidade, a densidade ou a compressibilidade do material. Destes, a resistência à compressão uniaxial é o critério mais utilizado e que melhor se adapta à definição da fronteira solo/rocha.

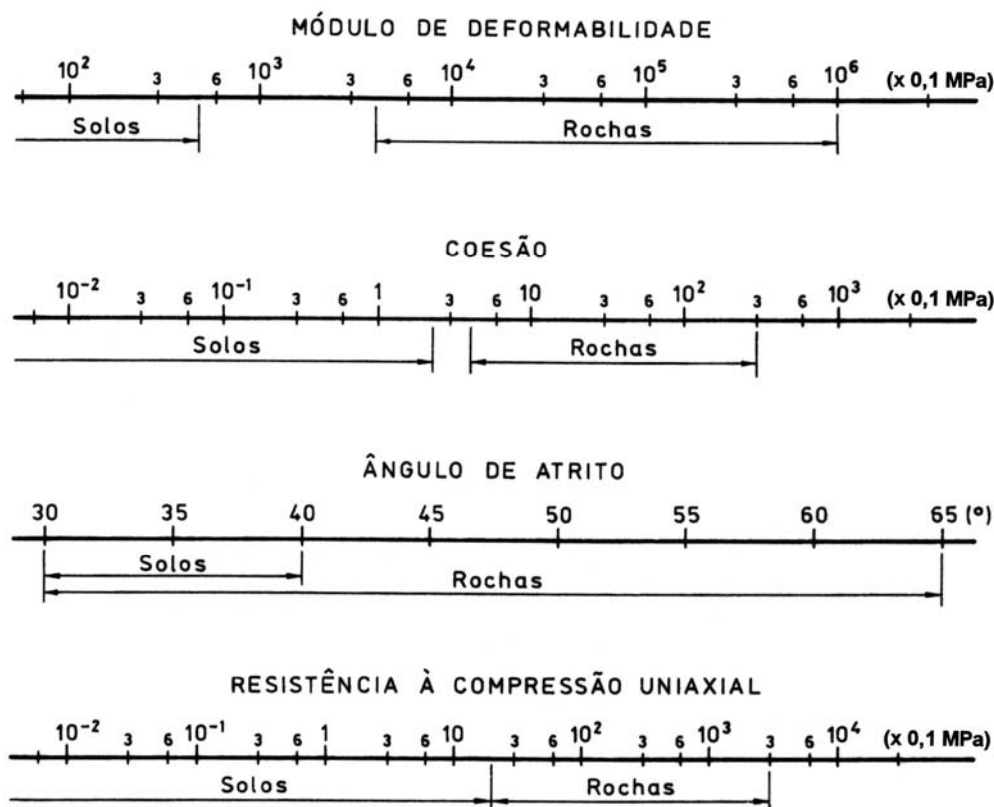


Fig. 1.1 – Critérios para a definição da fronteira entre solos e rochas (adaptado de Rocha, 1977).

Rocha (1977), comparando os resultados obtidos em numerosos ensaios realizados numa grande variedade de solos e rochas (areias e argilas; argilitos, siltitos, arenitos, calcários, xistos, granitos, etc.), concluiu que a resistência à compressão uniaxial e a coesão, são as

características mais apropriadas para estabelecer a fronteira entre solos e rochas. O ângulo de atrito mostrou-se um parâmetro distintivo pouco eficiente, devido a que os seus valores, para os solos são idênticos aos valores mais baixos para as rochas. De acordo com o mesmo autor, os materiais com uma coesão acima de 0,3 MPa e uma resistência à compressão uniaxial maior que 2 MPa são classificados como rochas (Figura 1.1).

Verifica-se que a fronteira solo/rocha não se encontra normalizada verificando-se, por vezes, (e.g. ISRM, 1978), uma sobreposição nas classes de resistência propostas, entre os solos rijos (entre 0,25 e 0,5 MPa) e as rochas extremamente brandas (entre 0,25 e 1,0 MPa), como se observa na Figura 1.2. Por outro lado, comparando a definição do limite inferior de resistência das rochas proposto por alguns organismos internacionais, constata-se que, enquanto a ISRM (1981), adopta o valor de 2 MPa, e a British Standard 5930 (1981), o valor de 0,6 MPa, a IAEG (1981), define o valor de 1,25 MPa. Como consequência, uma rocha de resistência muito baixa pode ser classificada como rocha ou como solo, consoante o critério definido na classificação utilizada. Este facto pode ter implicações contratuais gravosas, relativas ao cumprimento do caderno de encargos de obras de engenharia interessadas nestes materiais de transição entre solos e rochas, designadamente em escavações.

É de referir, no entanto, que o limite inferior de resistência estabelecido por uma determinada classificação, não elimina a dificuldade do estabelecimento de uma fronteira nítida entre as rochas muito brandas e os solos coesivos, muito duros ou rijos, pois os materiais que se situem neste domínio de transição podem comportar-se como solos ou rochas, dependendo esse comportamento, fundamentalmente das condições em que são aplicadas as tensões (Hencher, 1993).



Fig. 1.2 – Definição de rocha branda de acordo com a classificação da ISRM, 1978 (adaptado de Hencher, 1993).

Para alguns autores, a forma mais apropriada para definir o conceito de rocha branda, consiste numa definição mais flexível, de referência, segundo a qual é atribuído a estes materiais, um intervalo de variação da resistência à compressão uniaxial, entre um limite inferior e um limite superior. Johnston (1993), sugere que as rochas brandas constituem um grupo de materiais geológicos, para os quais a resistência à compressão uniaxial, se situa aproximadamente, no intervalo entre 0,5 e 25 MPa, dependendo do sistema de classificação adoptado. Este autor refere ainda que o limite inferior considerado está relacionado com o facto de serem raras as referências bibliográficas sobre solos com uma resistência à compressão uniaxial superior a 0,5 MPa, enquanto que, considerando comportamento das rochas brandas, assim como, os vários sistemas de classificação propostos na bibliografia, o valor de 25 MPa para o limite superior, parece ser o mais adequado.

Para além da influência do grau de saturação, e da anisotropia, na resistência destes materiais, assim como, o comportamento face a uma solicitação dependente do tempo (“*creep*”), mesmo para tensões baixas, outras propriedades devem ser consideradas, quando classificamos as rochas brandas.

As principais são a desagregabilidade (“*slaking*”), e a expansibilidade, devido a que exercem uma forte influência sobre o comportamento destes materiais, como resposta às modificações no teor em água ou no estado de tensão (Duncan *et al.*, 1968; Van Eeckhout & Peng, 1975; Okamoto *et al.*, 1981; Ordaz & Argandoña, 1981; Kojima *et al.*, 1981; Venter, 1981; Seedsman, 1986; Hongxi, 1993; Botts, 1998; Lashkaripour, 1998a; Dusseault *et al.*, 1999; Gasc-Barbier *et al.*, 1999). A desagregabilidade está basicamente, relacionada com a textura da rocha, enquanto a expansibilidade é controlada pela composição mineralógica da rocha, nomeadamente a presença de minerais argilosos.

1.2.1 - Classificação das rochas brandas

A necessidade de uma classificação das rochas em Geociências é óbvia para qualquer geólogo. Nos manuais de Geologia, são abundantes classificações de diversos tipos, com terminologias associadas mais ou menos complexas.

Uma classificação possível de rochas brandas, pode ser baseada nas suas origens. De acordo com esta ideia, Oliveira (1993), refere que a baixa resistência destes materiais pode ser consequência de:

- i) ligações fracas entre os constituintes;
- ii) meteorização dos constituintes;
- iii) tectonização (cisalhamentos devido a dobras e falhas);
- iv) presença de cavidades (vazios e cavernas), em maciços de rochas solúveis.

As duas primeiras, ligações fracas e meteorização dos constituintes, estão mais relacionadas com o material rocha, enquanto as duas últimas, de ocorrência muito frequente, têm um papel mais importante à escala do maciço rochoso.

As classificações geológicas baseiam-se em regra, nas condições de génese da rocha e em algumas das suas propriedades como a cor, textura, granulometria e composição mineralógica.

No entanto, estes sistemas de classificação de natureza pouco quantitativa têm pouco interesse prático, para um determinado problema geotécnico. Embora de forma implícita, se admita que um granito é mais resistente que um xisto argiloso, a resistência não constitui uma propriedade em que se baseie uma classificação geológica.

A influência da alteração (primária ou deutérica e secundária ou meteórica), na resistência de um determinado tipo de rocha, não modifica a classificação geológica dessa rocha. Um granito por exemplo, é sempre classificado como um granito, independentemente, do seu estado de alteração. As descontinuidades não são um aspecto considerado nas classificações geológicas embora, a presença de descontinuidades diminua a resistência das rochas e dos maciços rochosos.

O facto de as condições genéticas das rochas brandas serem tão diversificadas, torna muito difícil a aplicação de classificações geológicas de carácter geral a estes materiais.

As classificações geotécnicas de rochas e maciços rochosos baseiam-se em regra, na determinação de valores numéricos obtidos a partir de ensaios.

Para Franklin *et al.* (1971), e Bieniawski (1974), os parâmetros a utilizar neste tipo de classificações devem obedecer aos seguintes requisitos:

- i) serem obtidos a partir de observações e/ou ensaios simples e práticos de forma a que a sua interpretação seja clara e facilmente utilizável por qualquer pessoa;
- ii) serem relevantes das características da rocha a classificar.

A maior parte das classificações têm sido estabelecidas para fins geotécnicos específicos, tais como, obras subterrâneas, escavações e fundações. Embora seja importante a existência de uma classificação geotécnica geral de rochas, abarcando todos os tipos de rochas, é grande a dificuldade no seu estabelecimento, como têm referido diversos especialistas em mecânica das rochas (Deere & Miller, 1966; Voight, 1970; Müller, 1974).

As classificações geotécnicas de rochas são mais simples que as classificações geomecânicas de maciços rochosos, porque as variáveis introduzidas pelas descontinuidades, não são factores a ter em consideração.

No caso das rochas brandas, devido à sua reduzida resistência e elevada deformabilidade é frequente estes materiais serem classificados com base em parâmetros mecânicos tais como a resistência à compressão uniaxial e/ou o módulo de deformabilidade (*e.g.*, Coates, 1964; Coates & Parsons, 1966; Deere & Miller, 1966; Stapledon, 1968; “*Geological Society of London*” (Anon, 1970; 1977); Morgenstern & Eigenbrod, 1974; ISRM, 1978; Dobereiner 1984; Barton *et al.*, 1993).

As classificações baseadas em parâmetros mecânicos têm como principal limitação não considerarem características muito importantes, em certos tipos de rochas brandas nomeadamente, a grande sensibilidade à água das rochas silto-argilosas.

Devido à dificuldade em descrever e caracterizar as rochas silto-argilosas, têm sido propostas várias classificações destes materiais rochosos evolutivos, baseadas nas propriedades mecânicas e na durabilidade, nomeadamente na susceptibilidade à desintegração (Deere & Miller, 1966; Gamble, 1971; Deo *et al.*, 1974; Morgenstern & Eigenbrod, 1974; Lutton, 1977; Olivier, 1976; Franklin, 1981; Grainger, 1984; Felix, 1987; Taylor, 1988; Dick *et al.*, 1994; Jeremias, 1997).

As classificações das rochas silto-argilosas, são descritas com detalhe no trabalho de Jeremias (1997).

Existem muitas referências bibliográficas sobre a influência das descontinuidades na resistência ou qualidade dos maciços rochosos. Por outro lado, reúne consenso geral que as propriedades geotécnicas do maciço rochoso são mais importantes que as propriedades geotécnicas da rocha. Como resultado, a maioria das classificações geomecânicas de maciços

rochosos, com maior aceitação, incluem a avaliação das características físicas e geométricas das descontinuidades.

A avaliação do comportamento geotécnico dos maciços rochosos em obras subterrâneas e em escavações a céu aberto é o principal objectivo da maior parte das classificações propostas.

As principais classificações geotécnicas de maciços rochosos apresentadas sob diferentes designações tais como: “*Rock Mass Rating*”, RMR de Bieniawski (1973, 1974, 1976, 1978, 1979, 1984), “*Rock Structure Rating*”, RSR (Wickham *et al.*, 1972); “*Rock Mass Quality, Q-System*”, Barton *et al.* (1974); Rocha (1976); “*Slope Mass Rating*”, SMR (Romana, 1985); “*Rock Mass Index*”, Rmi (Palmstrom, 1995, 1996), “*Geological Strength Index*”, GSI (Hoek & Brown, 1997), são objecto de uma revisão pormenorizada em Bieniawski (1989), e em Singh & Goel (1999).

Uma comparação entre as classes de resistência propostas pela ISRM (1978), pela “*Geological Society of London*” (Anon, 1970) e pela “*British Standard 5930*” (British Standard 5930, 1981), representadas na Figura 1.3, revela que se existe, em regra, um consenso quanto às rochas mais resistentes, o mesmo não acontece em relação aos materiais de baixa resistência, para os quais se nota uma nítida falta de coerência, na definição dos limites das classes de resistência, assim como, na terminologia usada pelas várias entidades e autores (De Freitas, 1993).

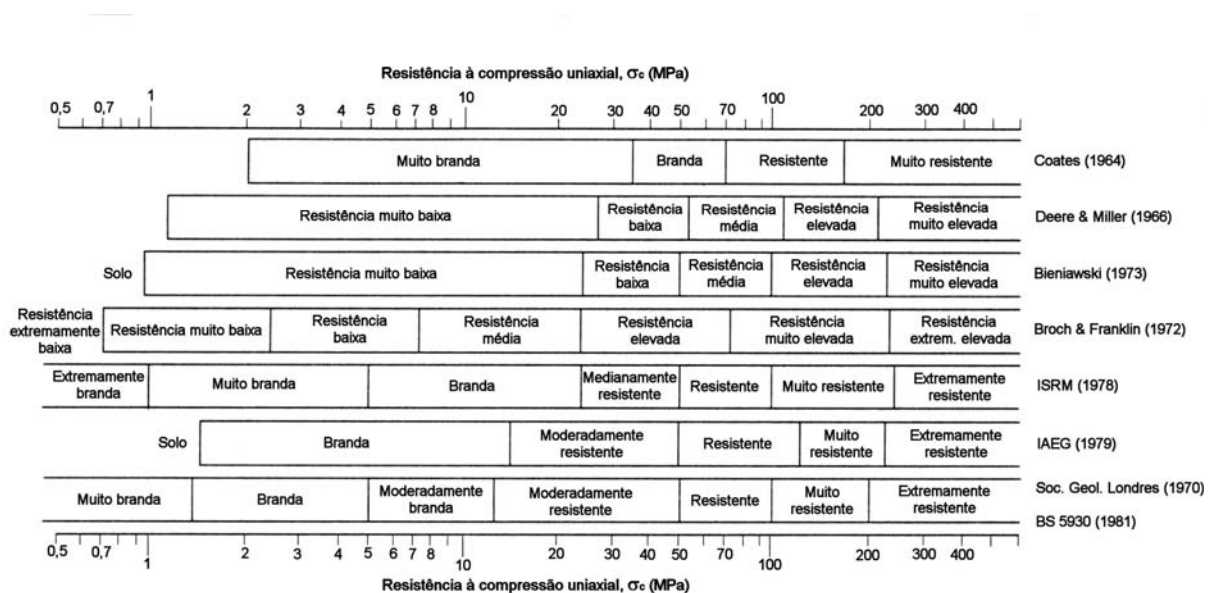


Fig. 1.3 – Comparação entre algumas das principais classificações de materiais rochosos quanto à resistência à compressão uniaxial (adaptado de Hawkins, 1998).

Como mostra a Figura 1.3, existem diferenças significativas quanto à terminologia, entre as descrições norte-americanas e britânicas, para os materiais com resistências abaixo dos 100 MPa.

Hawkins (1998), refere que certos autores como Bieniawski (1973), consideram as rochas com resistência até 25 MPa como rochas de muito baixa resistência (“*very low strength*”), enquanto que a ISRM (1978), utiliza o termo rocha branda (“*weak rock*”), para um intervalo de resistência semelhante. A IAEG (1979), define a classe de rocha branda (“*weak rock*”), até

15 MPa enquanto que a “*British Standard 5930*” (British Standard 5930, 1981), define o limite entre resistência moderadamente fraca (“*moderately weak*”), e a resistência moderadamente elevada (“*moderately strong*”), para 12,5 MPa.

Os materiais com resistências entre 50 e 100 MPa, são descritos como resistentes (“*strong*”), pela “*British Standard 5930*” (British Standard 5930, 1981), mas como de resistência média (“*medium strength*”), por Deere & Miller (1966), e Bieniawski (1973). No entanto, Broch & Franklin (1972), utilizam o termo (“*medium strength*”), para materiais com resistências entre 7,5 e 25 MPa.

No entanto, verifica-se que os vários autores têm adoptado as sugestões da ISRM. Por exemplo, Dobereiner & De Freitas (1986), descreveram os arenitos do seu estudo como brandos (“*weak*”), para resistências até 20 MPa.

A falta de consenso a nível internacional acerca da terminologia sobre a resistência das rochas, parece resultar do facto de os autores basearem as suas descrições apenas no material particular que estão a estudar, ao contrário de o fazerem para a generalidade das rochas (Hawkins, 2000).

Verifica-se que acima dos 100 MPa a precisão dos limites entre as classes de resistência, é menos importante e daí a escolha de uma escala logarítmica (Figura 1.3). Por este motivo, tem pouca importância geotécnica o critério adoptado por certas entidades como a ISRM, IAEG e autores como Bieniawski (1973), ao colocarem o limite de 230 ou 250 MPa para os materiais extremamente resistentes, em vez dos 200 MPa adoptado no Reino Unido.

Para fins de Engenharia, a descrição correcta das resistências das rochas abaixo dos 50 MPa, é bastante importante, uma vez que é nestes materiais menos resistentes que ocorre grande parte das escavações e obras subterrâneas.

Segundo Hawkins (1998), se o material rochoso tiver uma resistência menor que 5 MPa, pode ser escavado com equipamentos mecânicos ligeiros independentemente, do espaçamento das descontinuidades. Em maciços em que o espaçamento das descontinuidades é menor que 200 mm, o desmonte pode ser feito com equipamentos mecânicos ligeiros, até uma resistência de 12-15 MPa. Se o espaçamento das descontinuidades é maior, a escavação não pode ser feita por equipamentos mecânicos ligeiros, tendo de se recorrer ao desmonte com equipamentos mecânicos com “*ripper*” ou a explosivos. Para o mesmo autor, os materiais rochosos com resistências de 20 e 25 MPa, raramente podem ser desmontados, de forma eficaz, por equipamentos mecânicos ligeiros excepto, se as descontinuidades principais tiverem uma orientação favorável em relação à direcção da escavação.

Deste modo, para uma descrição mais adequada dos materiais rochosos de média a baixa resistência, nomeadamente de acordo com a sua escavabilidade, Hawkins (1998), recomenda que a terminologia proposta pela “*Geological Society of London*” (Anon, 1970) e pela “*British Standard 5930*” (British Standard 5930, 1981), seja adoptada a nível internacional.

1.3 - As rochas brandas no espectro geotécnico dos materiais

Nos últimos quarenta anos, a ciência e a prática da Geotecnia tem sido separada em três disciplinas distintas: a mecânica de solos, a mecânica das rochas e a geologia de engenharia. Embora esta separação seja conveniente, também pode causar problemas significativos,

nomeadamente, quando se lida com materiais geológicos de transição como os solos duros e as rochas brandas.

Estes materiais apresentam características comuns tanto aos solos como às rochas duras, não colocando grandes dificuldades a um geotécnico familiarizado com as três disciplinas. No entanto, constata-se que são raros os técnicos com uma formação tão abrangente. Verifica-se uma grande especialização dos geotécnicos, tendo os especialistas em mecânica de solos pouco conhecimento sobre o comportamento das rochas e vice-versa. Além disto, esta lacuna é agravada, na medida que uma grande maioria dos especialistas em mecânica de solos e mecânica das rochas têm poucos conhecimentos de geologia.

Segundo Haberfield (2000), existem vários factores que contribuem para uma separação entre disciplinas distintas para os solos e para as rochas, tais como: i) razões históricas; ii) ensino; iii) material bibliográfico; iv) métodos de prospecção geotécnica e ensaios de laboratório; v) identificação, descrição e classificação; vi) associações técnico-profissionais distintas (ISSMGE, ISRM e IAEG).

Nas situações em que os materiais de transição, como as rochas brandas estão envolvidos podem ocorrer problemas, nomeadamente aqueles que estão associados com a extrapolação dos princípios da mecânica de solos e da mecânica das rochas a estes materiais (Johnston, 1993). Por exemplo, no caso de uma rocha muito alterada a completamente alterada, um especialista em mecânica de solos, tem a tendência para aplicar as técnicas concebidas para os solos, sem considerar o facto de a rocha branda referida, ser um meio mais descontínuo, mais resistente e mais frágil do que um solo. Da mesma forma, um especialista em mecânica das rochas, em relação à mesma rocha branda, tem a tendência para aplicar as técnicas destinadas às rochas duras, ignorando que o material é menos resistente, mais dúctil e no qual as pressões intersticiais têm uma influência maior no seu comportamento. Nos dois casos, como resultado dessas extrapolações, os parâmetros de projecto são geralmente inadequados, conduzindo a soluções de projecto, em regra, muito conservadoras, dispendiosas e por vezes, pouco eficientes.

Deste modo as rochas brandas têm sido tratadas como materiais geológicos que se situam na margem superior da mecânica de solos ou na margem inferior da mecânica das rochas (Figura 1.4). Consideradas materiais marginais, as rochas brandas não têm merecido a atenção que a sua ocorrência frequente deveria exigir. Julga-se necessário que seja dada ênfase à sua posição no espectro geotécnico e à sua relação com os materiais geológicos mais conhecidos, como é o caso dos solos e rochas duras.

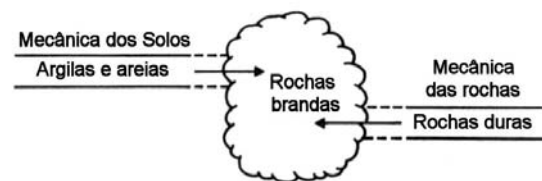


Fig.1.4 – Posição das rochas brandas em Geotecnia (adaptado de Johnston & Novello, 1993).

Muitos dos problemas associados às rochas brandas estão relacionados com o facto destes materiais não se ajustarem bem, nem às técnicas da mecânica de solos, nem às da mecânica das rochas. Consequentemente, na geotecnia das rochas brandas os parâmetros nem sempre são obtidos de acordo com os métodos tecnológicos mais adequados a estes materiais, desvalorizando o seu mérito e eficácia, porque tanto a mecânica de solos, como a mecânica das rochas, possuem métodos próprios e contrastantes, de classificação, caracterização,

interpretação e dimensionamento. Assim, pode-se concluir que um entendimento racional acerca do comportamento geotécnico das rochas brandas, continua a estar longe de ser uma realidade.

Alguns trabalhos têm demonstrado a existência de um comportamento semelhante entre os solos, rochas brandas e rochas duras (Skempton, 1961; Novello, 1988; Novello & Johnston, 1989, Johnston, 1993; Johnston & Novello, 1993, entre outros). Algumas tendências evidenciadas pelas suas principais propriedades geotécnicas, nomeadamente, a compressibilidade e a resistência assim como, a influência das descontinuidades, são descritas seguidamente, de forma sumária.

Compressibilidade

A diferença mais significativa entre os solos e as rochas duras está relacionada com o facto de os solos serem bastante mais compressíveis do que as rochas.

Skempton (1961), compara a compressibilidade da estrutura (C), e das partículas sólidas (C_s), de vários solos e rochas para uma tensão de confinamento de 100 KPa. Johnston (1993), adiciona dados obtidos por Chiu (1981), em rochas brandas, à lista de Skempton (Quadro 1.1). A compressibilidade da estrutura varia bastante, (com os valores mais altos correspondendo aos solos moles com mais índice de vazios), apesar das partículas sólidas terem compressibilidades semelhantes.

Quadro 1.1 – Compressibilidades da estrutura do material e das partículas sólidas, para diversos tipos de materiais (adaptado de Johnston, 1993).

Material	Compressibilidade ($\times 10^{-8} \text{ KPa}^{-1}$)		C _s / C
	Estrutura (C)	Partículas Sólidas (C _s)	
Argila mole	60000	2,0	0,00003
Argila rija	7500	2,0	0,00025
Areia solta	9000	2,7	0,0003
Areia densa	1800	2,7	0,0015
Siltito argiloso moderadamente alterado	600	2,7	0,0045
Siltito argiloso pouco alterado	150	2,7	0,018
Betão	20	2,5	0,13
Mármore	17	1,4	0,08
Granito	7,5	1,9	0,25
Quartzito	5,8	2,7	0,47
Quartzo	2,7	2,7	1,00

A compressibilidade de cada material é controlada pela compressibilidade da sua respectiva estrutura, a qual está relacionada com o índice de vazios. Assim a variação do índice de vazios é um parâmetro muito útil na caracterização desta propriedade geotécnica (Yoshinaka & Yamabe, 1981).

A variação do índice de vazios com a tensão efectiva vertical, traduzindo um comportamento típico “normalmente consolidado”, para uma gama de materiais desde as argilas moles, passando pelas rochas brandas e rochas duras, até aos minerais é apresentado na Figura 1.5 (Novello, 1988).

As rochas brandas têm uma resposta à compressão idêntica à dos solos, apresentando características de comportamento elástico (“sobreconsolidado”) e comportamento plástico (“normalmente consolidado”), separados por uma tensão de pré-consolidação aparente que aumenta com a resistência da rocha.

Relativamente às características de compressibilidade das rochas duras, é bastante mais difícil obter resultados similares aos que se verificam nos solos e nas rochas brandas porque: i) a compressão das rochas duras exige tensões muito elevadas; ii) difícil obter medições precisas das deformações muito pequenas que se registam nestes materiais.

Na Figura 1.5, os dados sobre as rochas duras não são indicados devido a separação entre os dois tipos de comportamento não ser tão definida como nos solos ou nas rochas brandas. No entanto, é óbvio que se eles tivessem sido representados no gráfico, estariam localizados junto à linha a tracejado que une os resultados obtidos para as rochas brandas e para os minerais. De facto esta linha parece ser uma extensão natural dos solos e das rochas brandas, na zona da rochas duras, sugerindo, deste modo, uma localização potencial dos estados de “consolidação normal” para as rochas duras.

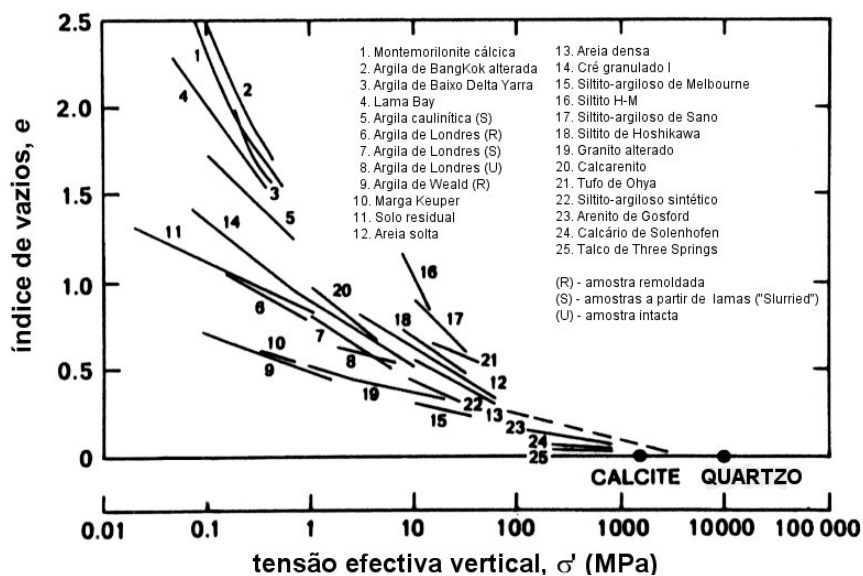


Fig. 1.5 – Características de compressibilidade para diversos materiais geológicos (adaptado de Johnston & Novello, 1993).

Deste modo os resultados apresentados na Figura 1.5 parecem indicar que os princípios da consolidação podem ser aplicados a todos os materiais de acordo com uma transição gradual desde os materiais mais porosos, como as argilas moles, até aos materiais mais sólidos de que são exemplo, na figura, a calcite e quartzo.

Resistência

As características que governam a resistência dos solos e das rochas são semelhantes. A resistência em regra, aumenta com a diminuição do índice de vazios e com o aumento da tensão confinante. Os dois tipos de material são afectados de forma idêntica pelo grau de saturação.

Merecem referência as comparações entre os resultados obtidos para rochas brandas (e.g. Johnston & Chiu, 1981; Chiu & Johnston, 1984; Johnston & Novello, 1985; Novello, 1988) e para rochas duras (e.g. Gerogiannopoulos & Brown, 1978; Elliot & Brown, 1985; Michelis & Brown, 1986), com os resultados para solos (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978), evidenciando uma grande similaridade entre as características destes três tipos de materiais, aparentemente diferentes.

Além disso nas rochas, ao contrário dos solos, é dada pouca atenção à influência da pressão intersticial da água durante o ensaio ou às condições de drenagem. Para os solos, assim como para as rochas brandas, as pressões intersticiais da água podem ter uma influência significativa no valor da resistência, enquanto que nas rochas duras, devido à reduzida compressibilidade da sua estrutura, estas pressões são muito menores e portanto, pouco influentes na resistência destes materiais rochosos (Skempton, 1961; Bishop, 1973; Mesri *et al.*, 1976).

Por esta razão, qualquer comparação que seja feita entre as características de resistência dos solos e as rochas deve ser baseada em resultados de ensaios em termos de tensões efectivas (Johnston & Novello, 1993).

A resistência tanto nas rochas como nos solos é caracterizada por um ponto de cedência (designado por tensão de pré-consolidação nos solos e nas rochas por tensão de transição entre o regime frágil e o regime dúctil (Johnston & Novello, 1993). Para tensões de confinamento baixas (menores que a tensão de cedência), tanto os solos como as rochas apresentam geralmente, um comportamento elástico (“sobreconsolidado”), o qual é caracterizado por uma curva tensão-deformação do tipo elástico antes da tensão de pico, por rotura do tipo frágil ao longo de planos de rotura bem definidos e dilatação significativa. Para tensões de confinamento altas (acima da tensão de cedência), observa-se, em regra, um comportamento “normalmente consolidado”, com uma curva tensão-deformação do tipo dúctil, rotura por deformação excessiva e contracção da amostra.

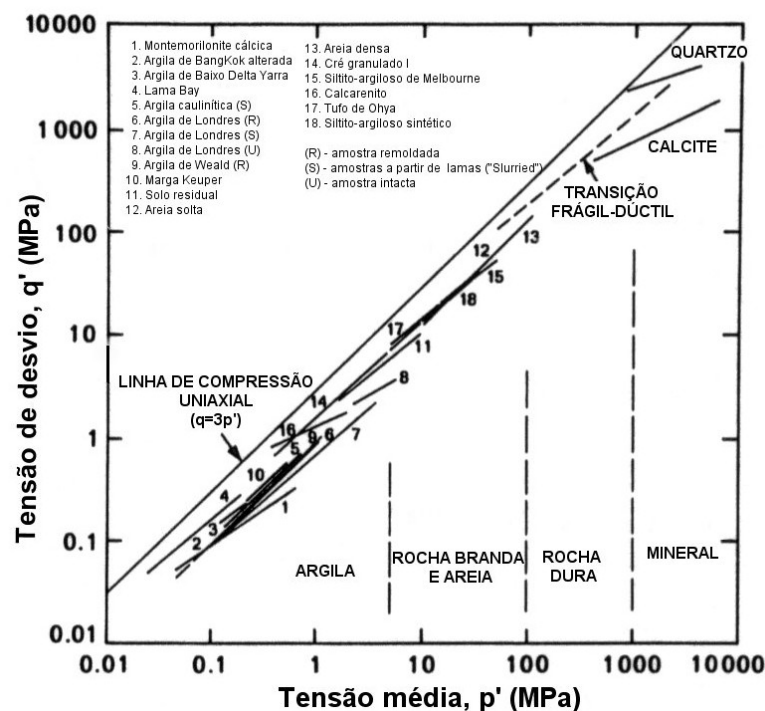


Fig.1.6 – Características de resistência para diversos materiais geológicos (adaptado de Johnston & Novello, 1993).

Os conceitos de estado crítico (Schofield & Wroth, 1968), são geralmente aplicados aos solos, sendo muito rara a sua aplicação às rochas. Novello (1988), propõe que as características de resistência das rochas possam ser obtidas no contexto do conceito de estado crítico. Assim, este autor considerando este conceito para um conjunto diversificado de materiais, desde os solos moles até às rochas duras e os minerais, verifica que o comportamento é muito semelhante (Figura 1.6).

Influência das descontinuidades

Em mecânica das rochas a consideração das superfícies de descontinuidade ou descontinuidades, quer à escala do material rocha intacto (*e.g.* fissuras microscópicas e macroscópicas; foliação; interstícios), quer à escala do maciço rochoso (*e.g.* falhas, diaclases, superfícies de estratificação), é de primordial importância, no estudo do comportamento geotécnico destes meios descontínuos. De facto, o volume de material ensaiado assim como a orientação das descontinuidades, têm uma grande influência na resistência e deformabilidade dos materiais.

Por exemplo, os ensaios de compressão uniaxial de amostras com pequenas dimensões, incluem no seu volume, um escasso número ou mesmo a ausência de descontinuidades, pelo que a resistência medida corresponde à resistência da rocha, sendo geralmente elevada. Ao aumentar o volume da amostra ensaiada, vão sendo incluídas também mais descontinuidades e por esta razão, nas amostras de grandes dimensões a sua resistência é influenciada, sobretudo, pelas resistências das descontinuidades presentes e menos pela resistência da rocha constituinte, fazendo diminuir a resistência da amostra tanto mais, quanto menor for o espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1974).

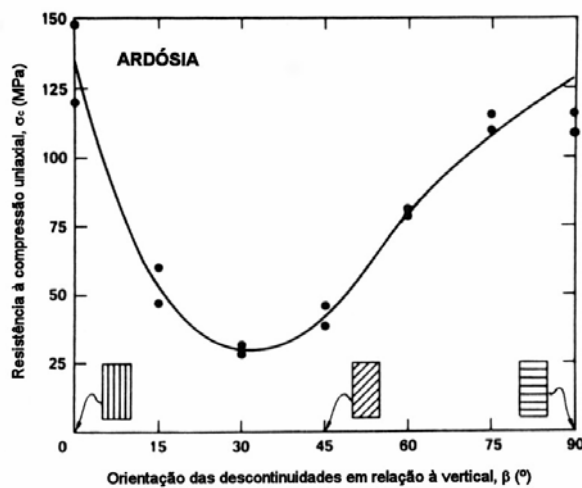


Fig.1.7 – Influência da orientação das descontinuidades na resistência de uma ardósia (adaptado de Hoek, 1965).

A influência da orientação das descontinuidades em mecânica das rochas é ilustrada na Figura 1.7. São apresentados resultados de ensaios de compressão uniaxial em amostras de uma ardósia para diferentes orientações da xistosidade em relação à vertical. Verifica-se que quando a xistosidade tem uma orientação, segundo a qual faz um ângulo com a vertical um pouco inferior a 45° (aproximadamente 30°), resistência à compressão da amostra, apresenta os seus valores mínimos.

Em mecânica de solos, a influência das superfícies de descontinuidade, como *e.g.* superfícies de laminação ou de estratificação, é um assunto considerado de pouca importância (Johnston & Novello, 1993). Os solos tem sido considerados como meios contínuos, homogêneos e isotrópicos.

No entanto, o comportamento dos solos pode ser influenciado por descontinuidades, como é referido na bibliografia (Bishop & Little, 1967; Lo & Milligan, 1967; Lo, 1970; Skempton, 1970; Rowe, 1972). Verifica-se que a resistência à compressão uniaxial do solo da Figura 1.7, é condicionada pela orientação das descontinuidades de forma similar à resistência à compressão uniaxial da ardósia da Figura 1.8.

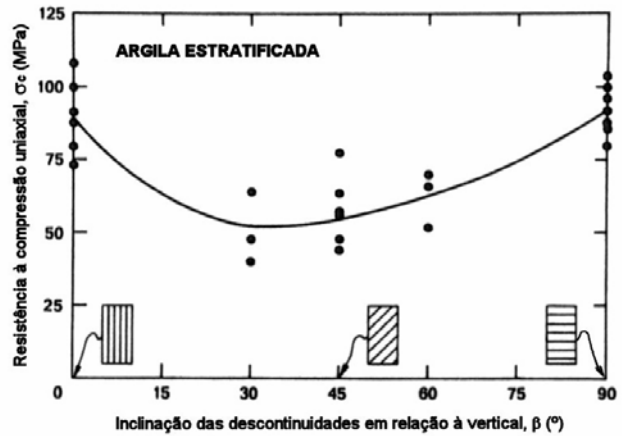


Fig.1.8 – Influência da orientação das descontinuidades na resistência de uma argila estratificada (adaptado de Lo & Milligan, 1967).

As descontinuidades nos solos podem ter uma influência, na resistência e deformabilidade, muito semelhante à das descontinuidades que ocorrem nas rochas.

No entanto, como a resistência de um solo é muito menor que a resistência de uma rocha, a influência das descontinuidades na resistência do material é menos acentuada. Embora a importância das descontinuidades possa ser maior, quando se trata de um material geológico mais duro como as rochas, os princípios continuam a ser os mesmos. As rochas brandas não constituem uma exceção, nesta transição progressiva, pois elas apresentam o mesmo tipo de descontinuidades que ocorrem nos solos e nas rochas duras.

1.3.1 - O espectro geotécnico contínuo dos materiais

Alguns autores como Johnston (1993), consideram que os solos e as rochas duras pertencem a dois grupos distintos de materiais, mas constituem os dois extremos do espectro contínuo dos materiais geológicos, com os solos duros e as rochas brandas ocupando a posição central, como se mostra na Figura 1.9. Assim, as rochas brandas fazem parte de um espectro contínuo de materiais, abarcando desde as argilas moles e areias soltas até às rochas duras. Não obstante o facto, de os solos e as rochas duras apresentarem um comportamento muito diferente, considera-se que estes materiais podem ser descritos e quantificados de acordo com os mesmos princípios (Johnston & Novello, 1993; Vaughan, 1997).

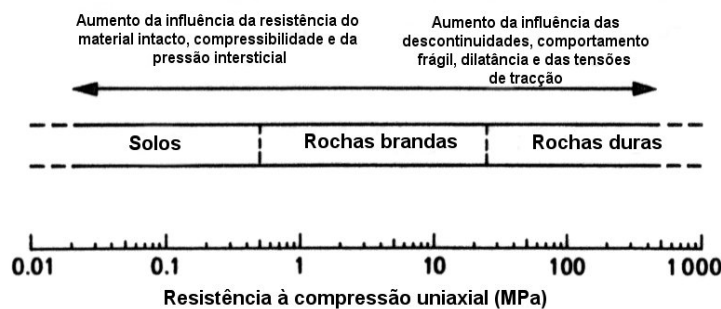


Fig.1.9 – Espectro geotécnico contínuo dos materiais geológicos (adaptado de Johnston & Novello, 1993).

A diferença entre os dois tipos de material pode ser explicada por certas características predominarem nos solos e outras predominarem nas rochas duras. Por exemplo, devido à maior compressibilidade dos solos, as pressões intersticiais têm uma influência muito

marcante na resistência destes materiais. Os mesmos princípios aplicam-se às rochas duras, mas devido à compressibilidade destas ser muito menor, as pressões intersticiais produzidas por compressão são muito pequenas e portanto, a sua influência, em regra, é pouco importante na resistência. Por outro lado, nas rochas duras, as descontinuidades têm uma importância muito grande no seu comportamento. Os mesmos princípios aplicam-se aos solos, no entanto, devido às características de resistência das descontinuidades serem mais parecidas com as características de resistência do material intacto, a sua influência não é tão acentuada.

Devido à sua posição central, no espectro geotécnico dos materiais, as rochas brandas apresentam características intermédias em relação às características que se observam nos solos e nas rochas duras. Mas enquanto que o comportamento das rochas duras não é afectado de forma significativa pela resistência e compressibilidade do material ou pela dissipação das pressões intersticiais, o mesmo não acontece com as rochas brandas. De forma similar, aspectos como presença de descontinuidades ou comportamento frágil, embora tendo pouca influência no comportamento dos solos, podem ser muito importantes no caso das rochas brandas.

Assim, para a geotecnia das rochas brandas se desenvolver de uma forma racional, a tecnologia que deve ser aplicada no seu estudo, deve incluir os princípios de toda a geomecânica, de modo que os problemas geotécnicos envolvendo estes materiais, sejam analisados de forma mais abrangente, tanto do ponto de vista da mecânica de solos como do ponto de vista da mecânica das rochas (Johnston & Novello, 1993).

1.4 - Tipos de rochas brandas

Em termos genéticos (Figura 1.10), pode-se agrupar as rochas brandas em dois grandes grupos (Dobereiner & De Freitas, 1986; Dobereiner, 1989):

- i) o grupo das rochas originadas a partir de outras rochas, através de fenómenos evolutivos, tais como, a meteorização e tectonização;
- ii) o grupo das rochas sedimentares brandas, de origem detrítica ou química.

No que diz respeito, às rochas brandas resultantes de processos evolutivos, deve ser feita uma distinção entre as que derivam de processos de meteorização, e as que resultam de fenómenos tectónicos com episódios metamórficos. O primeiro caso, ocorre frequentemente em maciços muito alterados, de rochas de origem ígnea e metamórfica, com perfis de alteração por vezes, bastante desenvolvidos (chegando a atingir mais de uma centena de metros de espessura). Menos frequentes são os materiais resultantes da alteração de rochas sedimentares, nomeadamente, de natureza argilosa. O segundo caso, de que são exemplos, os filitos, xistos ou zonas de esmagamento de maciços, cuja deterioração e enfraquecimento dos materiais se deve a modificações do estado de tensão inicial, associadas a acções tectónicas e episódios metamórficos.

O segundo grupo, é constituído por uma grande percentagem das rochas sedimentares de origem detrítica, química ou bioquímica (argilitos, xistos argilosos, siltitos, arenitos, cré, margas, calcarenitos, rochas carbonosas e evaporitos), assim como, as rochas vulcânicas piroclásticas (cinzas e tufos vulcânicos). As rochas sedimentares e metasedimentares, constituem cerca de 75% da área da crosta terrestre (Pettijohn, 1975). Embora não exista uma

estimativa da relação percentual entre sedimentos e rochas sedimentares, julga-se que pelo menos um terço desta área corresponde a rochas sedimentares brandas (Dobereiner, 1989).

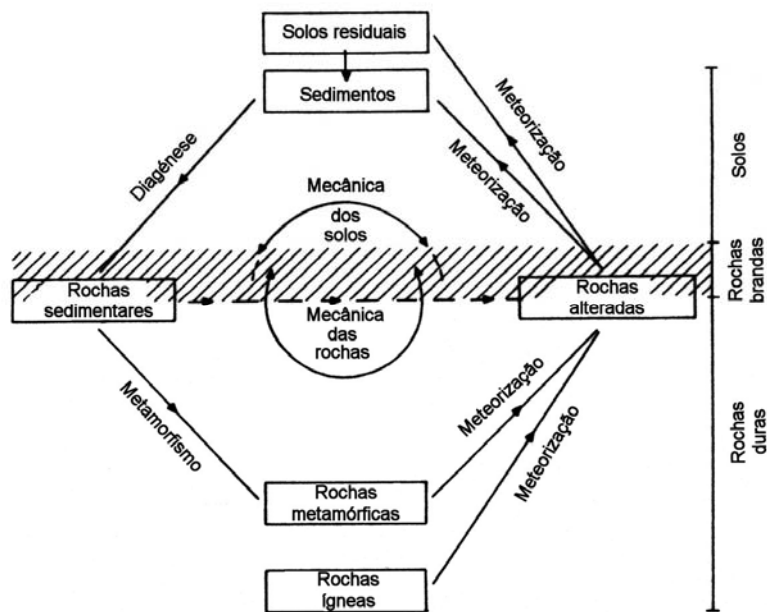


Fig.1.10 – Esquema dos processos de formação das rochas brandas (adaptado de Dobereiner & De Freitas, 1986).

1.5 - Formas de ocorrência das rochas brandas à escala do maciço rochoso

Segundo Gomes (1992), os tipos de rochas brandas referidos na secção 1.4, podem ser agrupados consoante o modo como ocorrem à escala do maciço rochoso:

- i) maciços rochosos totalmente constituídos por rochas de baixa resistência;
- ii) maciços rochosos com superfícies de baixa resistência em rochas duras;
- iii) perfis de alteração de maciços de rocha dura com transição progressiva para horizontes de rocha de baixa resistência.

O primeiro caso, corresponde aos maciços constituídos por rochas sedimentares de baixa resistência, formadas por processos geodinâmicos externos que constituem a sedimentogénese. As propriedades geomecânicas deste tipo de maciços reflectem, sobretudo, as propriedades do material rocha, sendo a importância das discontinuidades ocorrentes no maciço, tanto menor quanto mais brando for o material rochoso. A deformabilidade do maciço rochoso, nos casos de materiais de muita baixa resistência, pode ser idêntica à da rocha (Rocha, 1977).

Como exemplo deste tipo de maciços, cita-se o caso de algumas escarpas da orla costeira portuguesa, nomeadamente, das arribas a nordeste de Peniche, cujos maciços são constituídos por siltitos e arenitos do Cretácico, pouco consolidados (Gomes, 1992).

O segundo modo de ocorrência, corresponde a superfícies mais ou menos contínuas de baixa resistência, designadas por superfícies de discontinuidade ou simplesmente, discontinuidades. Estas devem ser entendidas como fracturas ou superfícies de menor

resistência que a rocha circundante e com dimensões tais que podem afectar a estabilidade do maciço rochoso. São exemplos destas descontinuidades, os planos de estratificação em rochas sedimentares duras, as falhas ou diaclases com ou sem preenchimento, os planos de xistosidade e foliação em rochas metamórficas, etc.

As descontinuidades têm uma grande influência no comportamento dos maciços rochosos, estando na origem de importantes acidentes geotécnicos caracterizados geralmente, por escorregamentos através destas superfícies de baixa resistência. Estas ocorrências devem-se, em regra, a uma identificação e caracterização não adequada das descontinuidades. Como exemplo, refere-se o acidente ocorrido numa das chaminés de equilíbrio da central hidroeléctrica subterrânea, da barragem de Cabora Bassa (Moçambique), devido a um escorregamento de uma cunha do maciço com 2000 m³ de volume, segundo uma grande fractura, associada a um filão de lamprófiro de baixa resistência, que não foi oportunamente, detectada (Rocha, 1977).

O estudo das descontinuidades é complicado porque mesmo quando estas superfícies de baixa resistência são identificadas, existe uma grande dificuldade em as caracterizar adequadamente, quer em termos do seu comportamento geomecânico, quer em termos da sua dimensão e geometria.

O terceiro tipo de ocorrência verifica-se em perfis de alteração de maciços de rocha dura, em que se observa transição progressiva desde o solo residual, junto à superfície, até à rocha sã, em profundidade. Esta transição corresponde a horizontes de rocha branda, variando a forma como ocorre consoante o tipo de material rochoso e a intensidade da meteorização, podendo resultar deste modo, grande diversidade de perfis de alteração.

Nos maciços sedimentares podem ocorrer dois tipos de perfis de alteração (Dobereiner *et al.*, 1990; Campos *et al.*, 1993):

- i) perfis homogéneos;
- ii) perfis heterogéneos.

Um exemplo de perfis homogéneos, é o caso de um maciço formado por materiais finos do tipo siltito e/ou argilito, em que se verifica uma transição gradual desde o solo argiloso junto à superfície, até à rocha sã (Figura 1.11a). A profundidade destes perfis de alteração depende da composição mineralógica destes materiais, em particular, da quantidade de minerais de argila expansivos e do meio ambiente (Dobereiner *et al.*, 1990).

Por outro lado, a profundidade do manto de alteração nestes maciços, parece estar relacionada com a posição do nível freático e com clima (Dobereiner *et al.*, 1990). Nestes perfis de alteração, as zonas situadas abaixo do nível freático, as quais se encontram permanentemente saturadas, não apresentam sinais de alteração, enquanto os horizontes superiores, correspondentes à zona de capilaridade ou de oscilação do nível freático, onde a secagem da rocha não é completa, a alteração é moderada. Junto à superfície do maciço, onde as oscilações são maiores e se pode verificar a secagem total da rocha, ocorrem os horizontes mais alterados e fracturados, em regra, com desagregação do material (Dobereiner *et al.*, 1990).

Os perfis heterogéneos são frequentemente constituídos por uma alternância de níveis de rochas sedimentares com diferentes comportamentos mecânicos. O exemplo mais comum é o

dos maciços constituídos por estratos de arenitos intercalados com estratos de siltitos e/ou argilitos.

Tendo os siltitos e argilitos maiores alterabilidades e, em regra, menor resistência do que os arenitos, é frequente estes maciços apresentarem perfis de alteração típicos, em que devido à com erosão mais acentuada das rochas menos resistentes, os estratos de rochas mais resistentes apresentam-se salientes, em forma de consola (Figura 1.11b).

A classificação quanto ao estado de alteração apresentada na Figura 1.11 (a, b), sugerida pela ISRM (1978), encontra-se descrita no Quadro 1.2.

Em certas regiões de Portugal, como no caso das formações mesozóicas que ocorrem perto do Baleal (Peniche), os maciços apresentam perfis de alteração deste género, caracterizados por uma alternância de estratos gresosos com estratos de siltitos e/ou argilitos (Gomes, 1992).

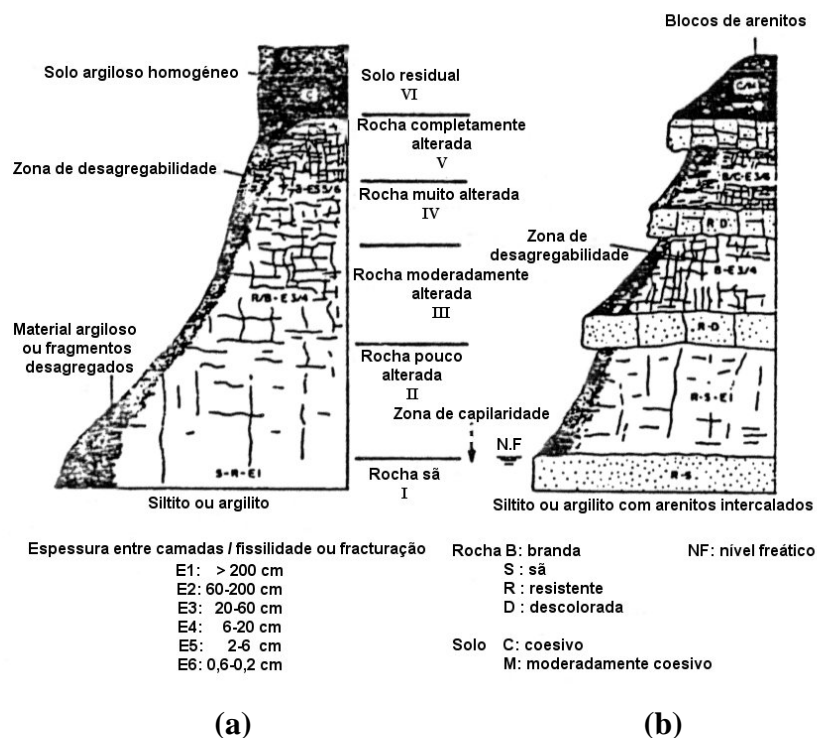


Fig.1.11 – Perfis de alteração típicos em maciços rochosos sedimentares. (a) perfil homogêneo; (b) perfil heterogêneo (adaptado de Dobereiner *et al*, 1990).

Nos maciços rochosos ígneos e metamórficos ocorrem tipos de perfis de alteração bastante mais complexos.

Relativamente aos maciços ígneos, destaca-se o caso da alteração dos granitos, por ser um dos tipos litológicos mais abundantes no nosso país. A alteração destas rochas é facilitada pela existência de fracturas que favorecem o acesso e circulação da água no maciço. O clima tem uma grande influência no grau de alteração destes materiais e na profundidade atingida pelo manto de alteração, sendo por isso que os perfis mais desenvolvidos e extensos ocorrem nos climas tropicais.

Os perfis de alteração de rochas graníticas têm sido descritos e classificados por diversos autores, desde Moye (1955), e Ruxton & Berry (1957). A evolução das principais classificações sobre alteração de materiais rochosos até 1971 são descritas por Deere & Patton (1971), e até 1984 por Martin & Hencher (1986). O desenvolvimento do esquema adotado pela BS 5930:1981 é descrito por Dearman (1995). Recentemente, a Sociedade Geológica de Londres fez uma síntese histórica sobre as classificações baseadas no perfil de alteração (Anon, 1995).

Na figura 1.12a, apresenta-se o esquema de um perfil de alteração típico em rochas ígneas. Para além destes perfis originados por alteração secundária ou meteórica, ocorrem outro tipo de perfis, geralmente em maciços graníticos, devido a fenômenos de alteração primária ou deutérica, caracterizados em regra, por metassomatismo de natureza pneumatolítica e/ou hidrotermal das rochas formadas nos estados tardios da consolidação magmática ou como resultado desta (Aires-Barros, 1991). Estes perfis são heterogêneos, complexos e desenvolvem-se geralmente, em zonas bastante fracturadas de maciços graníticos, nas quais penetram os fluidos silicatados originando alteração hidrotermal (Figura 1.12b). É frequente nestes perfis a existência de blocos dispersos no seio de materiais muito alterados, os quais colocam grandes dificuldades na caracterização da escavabilidade do maciço rochoso.

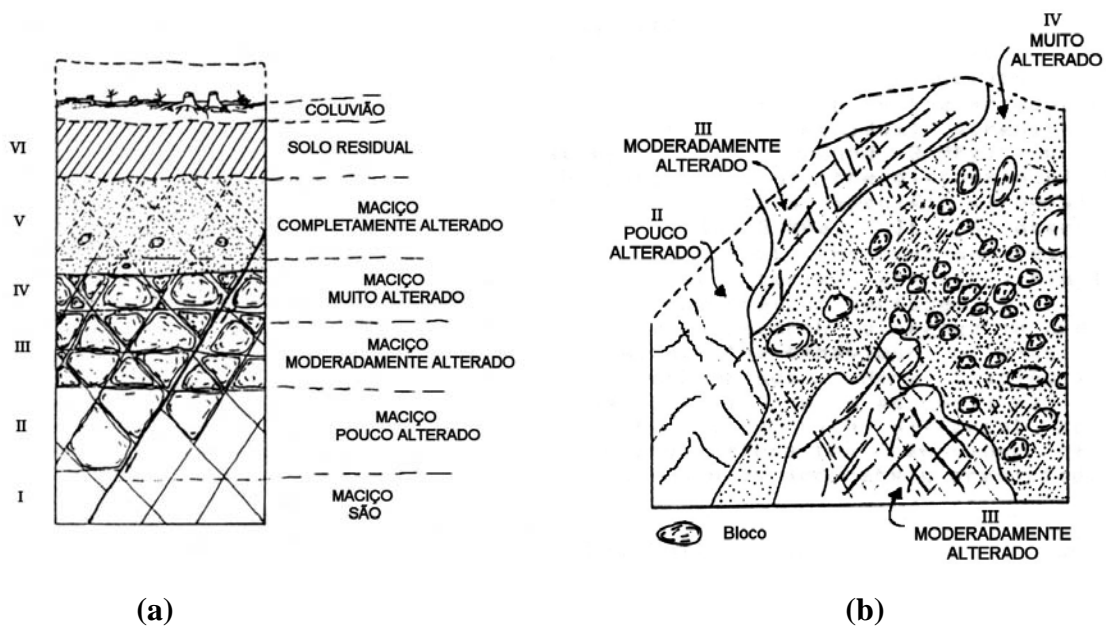


Fig.1.12 – Perfis de alteração em maciços rochosos ígneos. (a) perfil de alteração típico em rochas ígneas (adaptado de Deere & Patton, 1971 e de acordo com a classificação da ISRM, 1978); (b) perfil de alteração em rochas ígneas originado por fenômenos de alteração primária ou deutérica (adaptado de Lee & De Freitas, 1989 e de acordo com a classificação da ISRM, 1978).

A classificação quanto ao estado de alteração apresentada na Figura 1.12 (a, b), sugerida pela ISRM (1978), encontra-se descrita no Quadro 1.2.

A complexidade estrutural e a anisotropia dos maciços rochosos metamórficos juntamente com a litologia e as condições climáticas, exercem uma influência muito grande nos perfis de alteração destes materiais. Nestes maciços, são comuns estruturas como dobras e falhas, cuja presença, condiciona a percolação da água e, assim, todo o processo da meteorização. A

profundidade atingida por estes perfis, pode variar bastante consoante os factores anteriormente referidos e a estrutura complexa dos materiais metamórficos, ocasionando limites bastante irregulares entre a rocha alterada e a rocha sã, que podem ter variações de vários metros (Dobereiner, 1989; Barroso *et al.*, 1993).

Um perfil típico e esquemático em rochas metamórficas, é apresentado na Figura 5.20, o qual salienta as características heterogéneas e anisotrópicas dos maciços rochosos metamórficos, muito perturbados tectonicamente, como é o caso dos maciços das formações geológicas estudadas neste trabalho e em trabalhos anteriores (*e.g.*, Mendes *et al.*, 1981; Mendes, 1983; Ojima, 1981a; Ojima, 1981b; Neiva *et al.*, 1983 ; Ojima & Rodrigues, 1983).

Quadro 1.2 – Classificação da alteração segundo a Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (adaptado de ISRM, 1978).

DESIGNAÇÃO	DESCRIÇÃO	GRAU
São	Sem sinais visíveis de alteração; por vezes as superfícies das maiores discontinuidades apresentam-se um pouco descoloridas.	I
Pouco alterado	Alteração da rocha e superfícies de descontinuidade indicadas por descoloração; toda a rocha pode estar descolorida pela meteorização e superficialmente, um pouco menos resistente do que no estado são.	II
Moderadamente alterado	Menos de metade do maciço encontra-se decomposto e/ou desagregado, num solo; rocha sã ou descolorida, pode também estar presente, formando uma estrutura contínua ou núcleos rochosos.	III
Muito alterado	Mais de metade do maciço encontra-se completamente alterado e/ou desagregado num solo; rocha sã ou descolorida, pode também estar presente, formando uma estrutura contínua ou núcleos rochosos.	IV
Completamente alterado	Todo o material rochoso está completamente alterado e/ou desagregado num solo; a maior parte da estrutura original do maciço permanece intacta.	V
Solo residual	Todo o material rochoso está transformado num solo; a estrutura do maciço encontra-se destruída; grande alteração do volume, mas não existe transporte significativo do solo.	VI

Naquele perfil é notória a complexidade das características estruturais destes maciços. Existem poucas referências sobre o comportamento geotécnico de maciços de rocha metamórficas. Parece importante quantificar qual é a importância do papel das estruturas geológicas e/ou anisotropia nestes maciços rochosos de baixa resistência no seu comportamento geotécnico.

1.6 - Problemas geotécnicos relacionados com as propriedades intrínsecas das rochas brandas

As propriedades intrínsecas das rochas brandas incluem as características geológicas (*e.g.* a estrutura, a mineralogia, a litologia, a história geológica), assim como as características químicas, físicas e mecânicas (*e.g.* a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade, a alterabilidade).

Os mais importantes problemas geotécnicos que ocorrem com as rochas brandas, estão relacionados sobretudo, com as propriedades intrínsecas do material rocha, agravados pela dificuldade em determinar e definir os parâmetros mais adequados, a utilizar no projecto de obras de engenharia.

Devido a características várias, como fraca consolidação ou alteração acentuada, as rochas brandas apresentam em regra, uma elevada deformabilidade e baixa resistência. As superfícies de baixa resistência (*e.g.* falhas e diaclases, com ou sem preenchimento, dobras, planos de estratificação, planos de xistosidade), quando ocorrem com frequência, agravam, ainda mais, o comportamento geotécnico do maciço rochoso.

A deformação dependente do tempo, ou fluência, da maioria das rochas e dos maciços rochosos de baixa resistência, de grande importância nos locais onde ocorrem elevadas tensões de confinamento, é um problema que se verifica mesmo após a construção (Adachi & Takase, 1981; Borsetto *et al.*, 1981; Akai & Ohnishi, 1983; Aydan & Nawrocki, 1998; Bergues *et al.*, 1998).

A composição mineralógica e a textura de uma rocha são propriedades intrínsecas muito importantes, porque têm uma grande influência no seu comportamento físico e mecânico. Enquanto a composição mineralógica parece ter um papel de maior relevo no comportamento das rochas argilosas, a textura parece ter uma maior influência no comportamento das rochas brandas arenosas (Dobereiner, 1984).

Deste modo, a descrição dos principais problemas geotécnicos relacionados com as propriedades intrínsecas das rochas brandas, nomeadamente das rochas sedimentares, é feita, de seguida separando estes materiais de acordo com a litologia e descrevendo o comportamento específico de cada grupo litológico.

Rochas silto-argilosas

A classificação das rochas sedimentares detríticas finas, assim como a terminologia utilizada para estes materiais não têm reunido consenso, como se pode comprovar na bibliografia da especialidade (Potter *et al.*, 1980).

Stow (1981), analisando a terminologia usada para as rochas sedimentares detríticas finas, definiu como “*mudrock*”, toda a rocha em que predominam os grãos do tamanho silte e/ou argila (dimensão inferior a 63 µm), de composição siliciclástica, ou seja, formada por grãos detríticos, constituídos principalmente, por quartzo e minerais argilosos. De acordo com este autor, esta terminologia, na generalidade, está de acordo com propostas de outros autores (Wentworth, 1922; Ingram, 1953; Dunbar & Rodgers, 1957; Folk, 1968; Picard, 1971; Weser, 1974; Pettijohn, 1975; Blatt *et al.*, 1980).

A designação de rochas silto-argilosas (Jeremias, 1997), corresponde na bibliografia inglesa ao termo genérico “*mudrock*”. Este autor, baseado na terminologia inglesa faz uma revisão do vocabulário utilizado em Portugal para este tipo de materiais litológicos.

Considera-se como rochas silto-argilosas, todas as rochas sedimentares detríticas finas constituídas por mais de 50% de partículas de dimensão inferior a 0,06 mm, (argilitos, pelitos, siltitos argilosos, siltitos), incluindo as rochas silto-argilosas de baixo grau de metamorfismo (habitualmente designadas por argilitos xistosos ou xistos argilosos).

Estas rochas, que representam mais de 60% das rochas sedimentares (Potter *et al.*, 1980), evidenciam um comportamento geotécnico que depende em grande parte do grau de consolidação do material.

Os principais problemas geotécnicos em rochas silto-argilosas, estão relacionados com os seguintes aspectos destes materiais, tais como: i) rápida meteorização - desagregabilidade (“*slaking*”); ii) desintegração física; iii) meteorização química; iv) expansibilidade; v) elevada deformabilidade quando alterados; vi) baixa resistência paralelamente à estratificação.

De todos estes problemas salientam-se a desintegração física e a meteorização química, os quais são processos complementares, porque a desintegração física ao aumentar a superfície exposta, torna-se um factor de controlo da meteorização química (Taylor & Spears, 1970). Segundo Taylor (1988), os principais aspectos que condicionam a desintegração destas rochas são os seguintes:

- i) incidência de estruturas e descontinuidades tais como, planos de estratificação, laminações, etc.; durante a sedimentação e compactação as orientações preferenciais dos minerais argilosos não expansíveis pode produzir uma estrutura anisotrópica a qual conduz a fenómenos de fragmentação na meteorização e de separação pela estratificação, sintomáticos nos xistos argilosos (Grainger, 1984);
- ii) desagregabilidade (“*slaking*”), que é função da embebição e secagem sob condições atmosféricas; Van Eeckhout (1976), estudou os efeitos das variações da humidade na expansão e contracção deste tipo de rochas, chegando à conclusão que devido às descontinuidades aumentarem progressivamente a sua extensão com ciclos de embebição e secagem, uma quantidade cada vez maior de água será admitida pelo material rochoso, e conseqüentemente, a desagregabilidade da rocha aumenta;
- iii) minerais argilosos expansivos que durante os períodos de saturação seguidos de secagem, são um factor importante na desintegração das rochas silto-argilosas; este processo parece ser mais importante quando a percentagem de iões sódio permutáveis é elevada (Taylor & Spears, 1970; Taylor & Smith, 1986).

Relativamente aos fenómenos de expansibilidade destas rochas, verifica-se que se o aumento de volume for impedido, podem-se desenvolver pressões de expansão muito grandes. Steiner (1993), refere que em xistos puramente argilosos, as pressões de expansão *in situ* atingem valores abaixo de 1 MPa, sendo em muitos casos de 0,3 MPa ou inferiores. Salienta ainda, que os valores obtidos em laboratório são geralmente bastante superiores. Em certas rochas silto-argilosas as pressões de expansão podem atingir os 35 MPa (Chenevert, 1970). Ojima & Rodrigues (1983), em ensaios sobre xistos argilosos obtiveram valores de 1,6 MPa.

Huang *et al.* (1986), desenvolveram um modelo matemático para prever a maior pressão de expansão que ocorre num xisto argiloso ou outra rocha argilosa por imersão em água. O modelo é baseado em dois factores potenciais na expansibilidade da rocha silto-argilosa, tais como, a humidade relativa do ar ventilado numa exploração subterrânea e a susceptibilidade da rocha ao teor em água.

Existem muitas situações em que a expansibilidade levanta graves problemas geotécnicos, como no caso de fundações, obras subterrâneas e taludes de escavação. As estruturas podem ser afectadas por movimentos diferenciais do maciço, devido à expansão da rocha e/ou pressões de expansão elevadas, levando à sua ruína.

Existem várias referências na literatura abordando os problemas geotécnicos ligados à expansibilidade de rochas silto-argilosas na construção de diversos tipos de obras (Yongxin *et al.*, 1981; Ordóñez *et al.*, 1990; Erol & Dhowian, 1990; Steiner, 1993; Indraratna, 1993).

A meteorização química em rochas silto-argilosas está relacionada principalmente com a oxidação de sulfuretos, nomeadamente a pirite. A rocha sã, com pirite disseminada, quando exposta aos agentes atmosféricos pode iniciar a oxidação deste mineral em poucos dias. Estas reacções complexas são, em regra, alimentadas por bactérias autotróficas que aceleram o processo de oxidação. Formam-se sulfatos e águas com pH ácido, as quais vão provocar a lixiviação dos carbonatos e dos catiões dos minerais argilosos (Taylor, 1988; Hawkins & Pinches, 1992).

Enquanto que a perda dos iões dos minerais argilosos é insignificante na volumetria dos aterros construídos com estes materiais rochosos, o mesmo não acontece com as mudanças no pH e na química da água intersticial, as quais podem afectar o comportamento geotécnico como salientam vários autores (Olson, 1974; Pusch, 1982; Steward & Cripps, 1983).

Na opinião de alguns autores, a meteorização química progressiva modifica o comportamento das argilas e a estabilidade de taludes naturais (Grainger & Harris, 1986; Hawkins *et al.*, 1988). Estes efeitos não devem ser negligenciados no contexto dos aterros com xistos argilosos em que os ensaios para caracterizar a durabilidade mecânica destes materiais (Grice, 1969; Franklin & Chandra, 1972; Morgenstern & Eigenbrod, 1974; ISRM, 1979b), devem ser complementados com ensaios para caracterizar a durabilidade química (Pye & Miller, 1990).

Existem poucos dados que indiquem os efeitos da meteorização física e química sobre a resistência e deformabilidade das rochas silto-argilosas, que são parâmetros muito importantes para a execução de escavações nestes materiais (Dobereiner, 1989).

A meteorização destas rochas pode diminuir a sua resistência ao corte (Gartung, 1986; Taylor, 1988; Shinjo & Ito, 1989). A baixa permeabilidade das rochas silto-argilosas (Bell, 1983), indica que resistência ao corte destes materiais deve ser analisada em termos de tensões efectivas (Akai *et al.*, 1978).

Cré

O cré, é um calcário de cor branca, grão fino, poroso, em regra friável, constituído essencialmente por calcite, com pequenas conchas de foraminíferos e outros fósseis. De todas

as rochas sedimentares carbonatadas, o cré é o litótipo que apresenta mais características de rocha branda. Por exemplo, no Reino Unido a maioria destas rochas de idade cretácica, tem resistências menores que 3 MPa (Hawkins, 2000).

Segundo Dobereiner (1989), os principais problemas com estas rochas brandas carbonatadas, não estão relacionados com uma rápida meteorização mas sobretudo com: i) a solubilidade a longo prazo; ii) a deformação no tempo (“*creep*”); iii) a presença de camadas finas argilosas.

O cré tem um comportamento muito particular e complexo (Monjoie & Schroeder, 1995). Uma das dificuldades relacionadas com estes materiais é a sua solubilidade, principalmente ao longo das descontinuidades (Bell, 1983). No entanto, são raros os aspectos de dissolução porque estas rochas, geralmente mais brandas que os calcários, entram em colapso quando ocorre a dissolução do material.

A resistência e deformabilidade do cré estão directamente relacionadas com a porosidade, teor em sílica assim como com o teor em água do material (Monjoie *et al.*, 1985).

O cré para profundidades superiores a trezentos metros tem um comportamento geotécnico diferente do que se observa para profundidades menores, influenciando deste modo, a construção de obras subterrâneas em maciços rochosos. Próximo da superfície, o comportamento é elástico e frágil tal como o da maioria das rochas duras. No entanto, para pressões confinantes acima de um valor de 15 MPa aproximadamente, o seu comportamento torna-se completamente plástico (Goodman, 1993). O cré de natureza mais branda pode exibir uma acentuada deformação no tempo (“*creep*”).

Algumas formações de cré podem apresentar estratos argilosos. A presença destes níveis delgados e extensos de baixa resistência, pode ser problemático para a estabilidade de fundações e taludes nestes materiais. Devem ser realizados estudos geotécnicos pormenorizados do maciço rochoso, de modo a permitir identificar e caracterizar estas estruturas geológicas (Dobereiner, 1989).

Arenitos

Existem ainda muitas dúvidas sobre as características e o comportamento geotécnico dos arenitos de baixa resistência. Os estudos realizados têm revelado que estes materiais apresentam propriedades comuns a outros materiais brandos, fazendo parte do grupo dos materiais litológicos fracamente cimentados. Como consequência, a compreensão do comportamento dos arenitos brandos beneficia de um estudo mais abrangente de rochas cimentadas brandas que exibam uma resposta similar às tensões aplicadas e às variações do teor em água (De Freitas, 1993).

As principais características que definem o comportamento geotécnico dos arenitos são: i) a influência da cimentação; ii) a permeabilidade eventualmente alta; iii) a presença de estratos delgados de rochas silto-argilosas.

Um arenito é formado essencialmente por grãos com dimensão entre 2 mm e 0,06 mm, em regra de quartzo, envolvidos por material de grão fino (matriz), e consolidado por um cimento. O tipo e quantidade do cimento e/ou matriz tem uma grande influência no comportamento geotécnico destes materiais. A distribuição do cimento em muitas formações areníticas é variável, devido quer a uma lixiviação do cimento, quer a heterogeneidades

verificadas nos processos de sedimentogênese e diagênese, originando áreas no material rochoso com pouca quantidade de cimento e portanto com mau comportamento geotécnico (Dobereiner, 1989).

Devido à grande erodibilidade dos arenitos fracamente cimentados, é frequente ocorrerem, por acção das chuvas, ravinas profundas em taludes de escavação nestes materiais rochosos. A mineralogia, a granulometria, a textura, a porosidade e o teor em água são parâmetros úteis para caracterizar a resistência, deformabilidade e permeabilidade dos arenitos brandos (Dobereiner & De Freitas, 1986).

De forma similar ao que acontece com outros tipos de rochas brandas, o teor em água é um dos factores com maior influência na resistência e deformabilidade dos arenitos brandos (Colback & Wiid, 1965; Wiid, 1970; Bell, 1978; Pells & Ferry, 1983; Dobereiner, 1984; Dobereiner & de Freitas, 1986; Gunsallus & Kulhawy, 1984; Howarth, 1987). Este parâmetro revela-se um parâmetro adequado para avaliação da resistência e deformabilidade de arenitos brandos (Dobereiner & de Freitas, 1983). Verifica-se que quanto mais brando é o arenito, mais sensível é a sua resistência às variações teor em água (Dyke & Dobereiner, 1991).

A permeabilidade dos arenitos brandos está directamente relacionada com a quantidade de matriz presente (Dobereiner & de Freitas, 1986). Estes autores referem um intervalo de valores amplo, entre 10^{-7} a 5×10^{-5} m/s. Os valores elevados da permeabilidade podem auxiliar a drenagem em escavações, mas também podem originar uma elevada afluência de água nestes materiais.

É frequente a presença de estratos delgados de argilitos e siltitos, em maciços rochosos areníticos. A meteorização rápida das rochas silto-argilosas e a extensão destes estratos são aspectos que podem, em certos casos, ter uma grande influência no comportamento do maciço rochoso. Por este motivo, é importante identificar e caracterizar estes estratos nos estudos geotécnicos de maciços deste tipo.

CAPÍTULO 2

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE

ROCHAS E MACIÇOS DE BAIXA RESISTÊNCIA

2 - Caracterização geotécnica de rochas e maciços de baixa resistência

2.1 - Introdução

A determinação das propriedades e caracterização do comportamento geotécnico das rochas brandas é um assunto que tem merecido uma especial atenção da comunidade geotécnica, a nível internacional.

Uma das características das rochas brandas consiste em serem materiais cuja amostragem é difícil, sendo muitas vezes problemática a aplicação das técnicas de ensaio e amostragem, desenvolvidas para os solos ou rochas duras.

O aumento dos conhecimentos sobre estes materiais e dos avanços tecnológicos tornam possível que os métodos de ensaio para os solos ou rochas duras possam ser, no entanto, adaptados para a caracterização das rochas brandas.

O pormenor da caracterização depende do tipo e da envergadura da obra. A Figura 2.1, mostra os procedimentos da caracterização geotécnica assim como os principais tipos de ensaios de laboratório e *in situ* em regra, utilizados em rochas brandas.

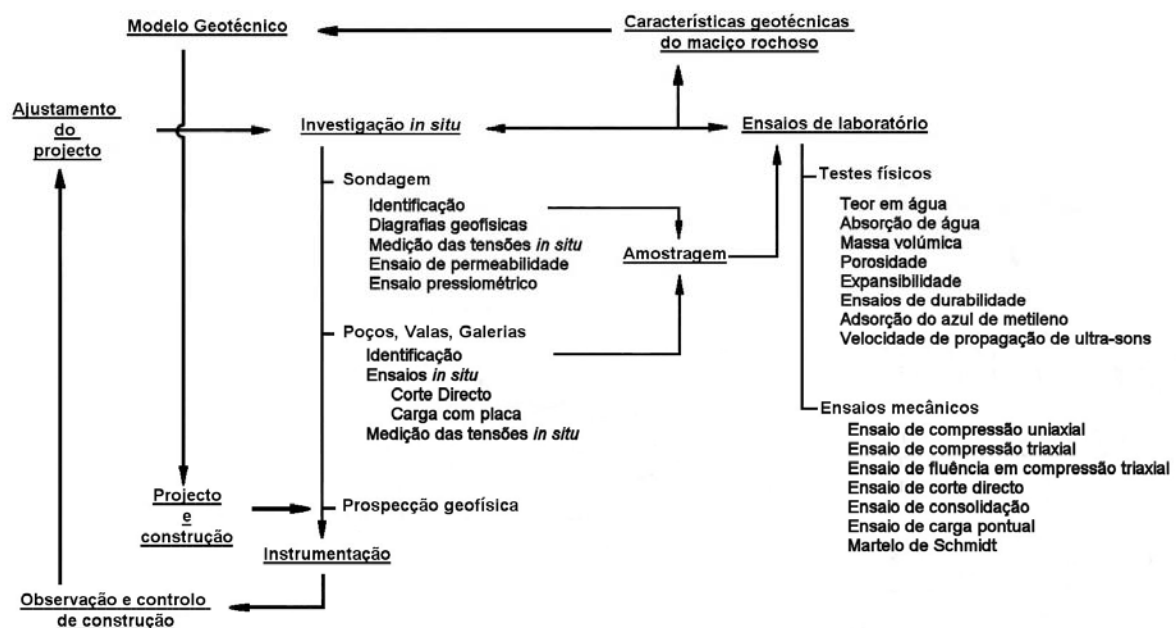


Fig. 2.1 – Metodologia e principais tipos de ensaios de laboratório e *in situ* utilizados para a caracterização geotécnica de rochas brandas (adaptado de Akai, 1997).

Estes procedimentos são realizados não apenas na fase de projecto mas também durante e após a construção da obra.

2.2 - Amostragem

A amostragem das rochas brandas é em regra problemática. As dificuldades da amostragem destes materiais, ocorrem em duas situações distintas: i) colheita de amostras no campo; ii) preparação de provetes, em laboratório, a partir das amostras colhidas no campo.

Quando o maciço rochoso do qual se pretende fazer uma amostragem é constituído por material resistente, homogéneo e pouco anisotrópico obtêm-se em regra, amostras de boa qualidade e índices de recuperação elevados.

No entanto, quando se verifica uma grande variabilidade na qualidade do material rochoso além da presença de descontinuidades como é frequente nos maciços de baixa resistência, a amostragem torna-se uma tarefa complicada, obtendo-se geralmente amostras de fraca qualidade e índices de recuperação baixos.

Neste último caso, apenas os materiais rochosos de melhor qualidade é que são recuperados e, por isso, qualquer descrição ou ensaio conduzido nestes materiais podem levar a uma avaliação errada da qualidade do maciço rochoso em estudo, subestimando as propriedades do maciço, com consequências gravosas para o projecto e construção da obra.

A colheita de amostras pode ser feita por dois tipos de métodos, tais como: 1) sondagens mecânicas; 2) colheita manual de amostras em poços, valas ou superfícies expostas.

1) Sondagens mecânicas

É comum a execução de sondagens à rotação utilizando amostradores de parede dupla ou tripla e água como fluido de circulação. Nas rochas menos resistentes a vibração do trem de sondagem (constituído pelas varas, amostradores e coroa “*bit*”), causada pela rotação conduz, com frequência à fracturação destes materiais.

Uma velocidade de rotação imprópria pode perturbar a amostra colhida e causar índices de recuperação baixos. Para diminuir a vibração do trem de sondagem devem ser diminuídas, em função do diâmetro e tipo de coroa, as rotações por minuto e a força total aplicada na coroa, ou escolher uma coroa mais adequada aos materiais brandos encontrados.

No caso das coroas diamantadas, a forma das coroas assim como, a dimensão e o número de diamante utilizados, são aspectos muito importantes para um corte eficiente dos materiais rochosos.

As coroas podem ser diamantadas incrustadas, diamantadas impregnadas ou de carboneto de tungsténio. O tipo de coroa diamantada a utilizar, independentemente do fabricante, deve ser escolhido em função da resistência e da granulometria da rocha (Ladeira, 2003).

No caso das rochas brandas, em regra devem ser utilizadas coroas com diamantes maiores e em menor número, em alternativa às coroas diamantadas que são utilizadas na furação de rochas duras.

As coroas incrustadas em que as peças cortantes são constituídas por carboneto de tungsténio podem ser uma boa alternativa às coroas diamantadas incrustadas, no caso de rochas brandas ou maciços muito fracturados.

As coroas diamantadas impregnadas, em função da dureza da matriz, são mais indicadas para rochas duras a muito duras (Ladeira, 2003). Este autor refere ainda que a escolha do tipo de coroa depende também do tipo e diâmetro do amostrador, do fluido de circulação e do peso total aplicado na coroa.

Enquanto que em materiais rochosos duros e homogêneos consegue-se uma boa recuperação de amostra utilizando coroas com diâmetros pequenos, nas rochas brandas e maciços rochosos fracturados devem ser utilizadas coroas com maior diâmetro, de preferência igual ou superior a 86 mm, para se conseguir uma amostragem de boa qualidade (Dobereiner & Oliveira, 1986).

O perfil da coroa utilizada deve ser adequado para o tipo de rocha branda a perfurar, de forma a otimizar a velocidade de avanço da furação e obter uma boa amostragem do maciço.

A água ou lamas à base de água são os fluidos de perfuração tradicionalmente utilizados, em sondagens à rotação, para arrefecer a coroa e remover os detritos de furação. No caso das rochas brandas, o ar/espuma (“*air foam*”), a bentonite e os polímeros são os métodos mais adequados principalmente, para os materiais mais sensíveis à variação do teor em água (Hawkins, 2000).

A utilização de lamas é um método adequado para os materiais de baixa resistência, no entanto por vezes pode provocar a impregnação da amostra.

Os amostradores de grande diâmetro e parede tripla permitem em regra, obter amostras de boa qualidade e percentagens de recuperação elevadas em maciços de baixa resistência, alterados ou fracturados.

No entanto, a utilização de amostradores de parede dupla, coroas com perfil em degraus e descarga frontal do fluido de circulação provoca pouca perturbação da amostra e pode ser uma alternativa mais económica (Ladeira, 2003).

Um amostrador de parede dupla utilizado com sucesso em rochas brandas (alteradas e/ou fracturadas) e solos argilosos rijos no nosso País, é o amostrador conhecido pela referência T6S (Figura 2.2). Tem como principal característica a divisão do seu tubo interno de alumínio, em duas meias canas. Estas meias canas para além de possibilitarem um acesso mais fácil à amostra e a sua extracção sem causar perturbações significativas, na estrutura do material, permitem uma expansão ligeira da amostra dentro do tubo amostrador. Trata-se de aspectos vantajosos em formações sedimentares não consolidadas e materiais argilosos.

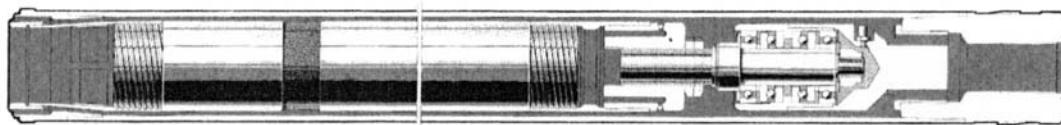


Fig. 2.2 – Corte longitudinal do amostrador de parede dupla T6S (extraído de Dinis, 2001).

O amostrador T6S é utilizado com coroas com descarga frontal do fluido de circulação, de modo a evitar a perturbação da amostra e a evitar um contacto mínimo entre a amostra e o fluido de circulação, em regra, água ou lamas. Por vezes, utilizam-se estabilizadores de expansão e outros aditivos que têm a finalidade de aglutinarem as partículas do material e deste modo, melhorar a recuperação da amostra.

A utilização de ar/espuma e de amostradores de parede tripla com tubo retráctil, parece ser o melhor método de amostragem de maciços rochosos de baixa resistência, quando se recorre a sondagens de furação por rotação (Figura 2.3). Esta técnica foi usada em solos residuais de granitos de Hong Kong, permitindo obter amostras de excelente qualidade e recuperações de cerca de 95% (Phillipson & Chipp, 1982).

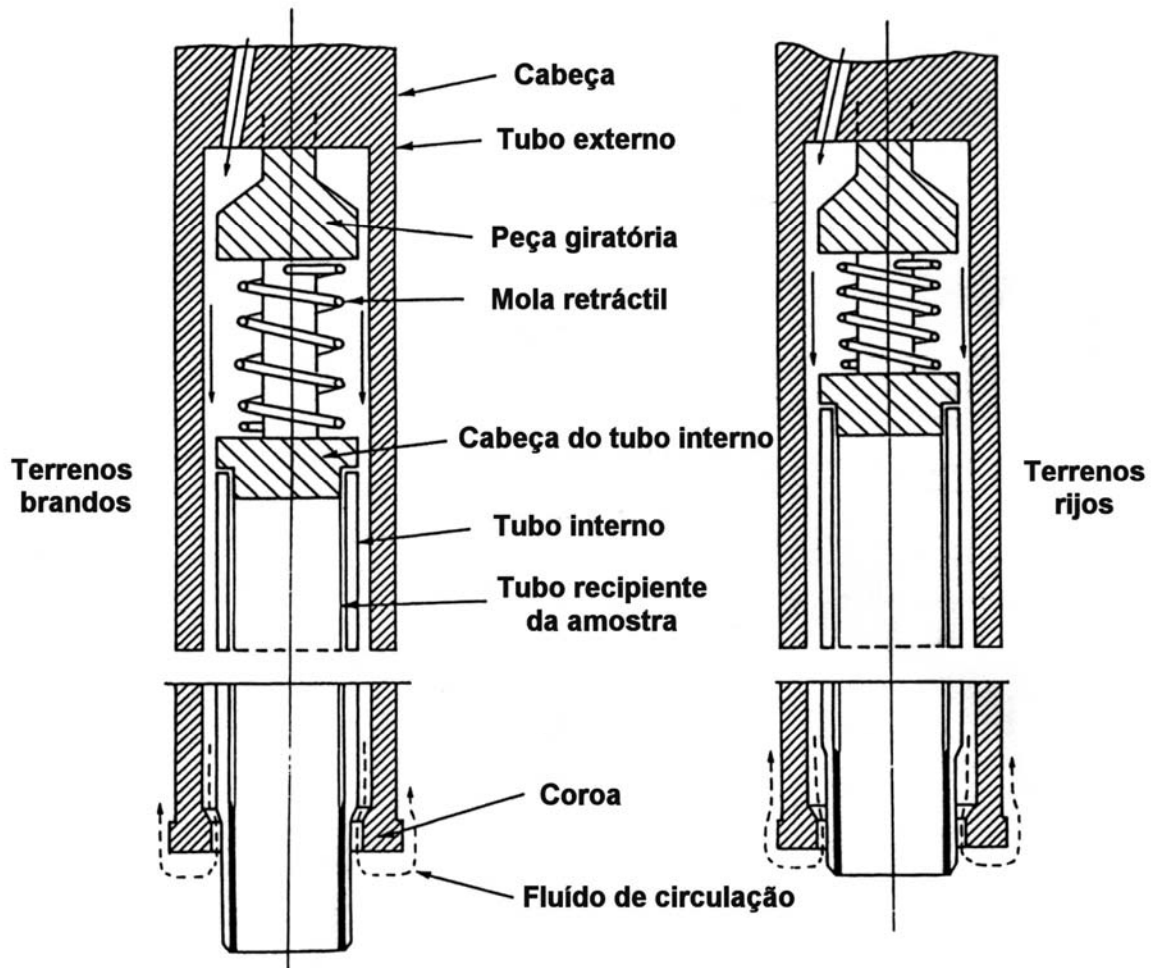


Fig. 2.3 – Amostrador de parede tripla com tubo retráctil (adaptado de Dobereiner, 1984).

Além dos amostradores de parede tripla, que conduzem a uma menor perturbação da amostra, Dobereiner (1984), descreve um método utilizado na Inglaterra, que permite obter amostras de qualidade semelhante às que se obtêm com amostradores de parede tripla, embora mais pequenas e com custos económicos idênticos aos que se verificam para o uso de amostradores de parede dupla. Este método consiste na utilização de um revestimento interior em plástico (“liner”), no amostrador de parede dupla, com a finalidade de proteger e facilitar a extracção da amostra (Figura 2.4).



Fig. 2.4 – Pormenor do revestimento interior em plástico (“*liner*”), num amostrador de parede dupla (extraído de Dobereiner, 1984).

Segundo Hight (2000), a melhoria na qualidade da amostra de solos coesivos, nomeadamente das argilas muito duras a rijas, deve-se a progressos recentes que se verificaram na amostragem realizada em sondagens de furação por rotação, tais como:

- i) a introdução de um tubo de revestimento em PVC (“*liner*”), num amostrador convencional de parede tripla;
- ii) a utilização de amostradores (“*Wire-line*”), de parede tripla e de grande diâmetro;
- iii) a utilização de novos fluidos de circulação, *e.g.*, polímeros, bentonite etc.;
- iv) novas especificações sobre o manuseamento das amostras.

A introdução de “*liners*” semi-rígidos em PVC ou plástico, como tubo interior, num amostrador de parede tripla, evita a extracção do tarolo uma vez que o “*liner*” contendo a amostra, pode ser cortado em segmentos, ao longo de lados diametralmente opostos, facilitando o manuseamento da amostra e reduzindo a perturbação desta.

O sistema de amostragem “*wire-line*”, caracteriza-se pela recolha do amostrador pelo interior das varas de sondagem, por um cabo e guincho rotativo a partir da superfície, sem ser necessário um procedimento tão moroso como o que acontece numa manobra com um sistema tradicional (Figura 2.5).

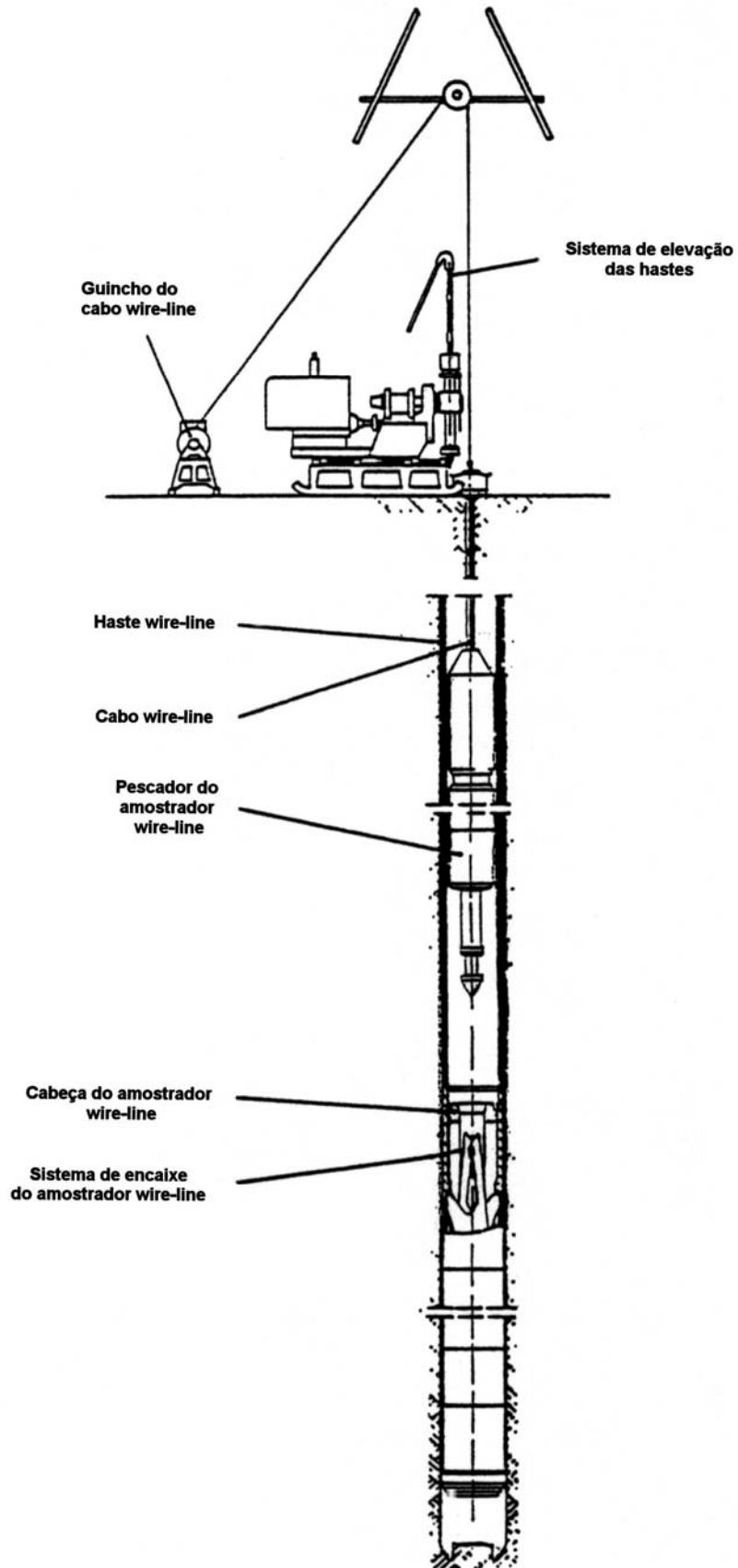


Fig. 2.5 – Sistema de amostragem “wire-line” (extraído de Ladeira, 2003).

As vantagens de amostragem “*wire-line*” em relação aos amostradores convencionais, segundo (Hight, 2000), são as seguintes:

- i) não é necessário realizar o entubamento para estabilizar as paredes do furo de sondagem o que elimina bastante a escavação das mesmas;
- ii) o volume do fluido e a sua velocidade de circulação é reduzida o que diminui a erosão da amostra e da parede do furo;
- iii) não é necessário remover o trem de sondagem, reduzindo o tempo de manobra e também o período de tempo em que pode ocorrer a expansão da amostra e do fundo do furo;
- iv) a rigidez do trem de sondagem é aumentada reduzindo deste modo o risco de oscilação do amostrador.

De forma a minimizar o risco das amostras se danificarem devido à expansão, as amostras das argilas duras e rijas ou de rochas brandas argilosas devem ser imediatamente retiradas do amostrador durante a manobra; os fluidos de circulação devem ser retirados da superfície da amostra, a qual deve ser imediatamente selada, recorrendo aos procedimentos apropriados para o efeito, tais como os descritos por La Rochelle *et al.* (1986).

Estas novas técnicas melhoram a recuperação da amostra e permitem uma amostragem quase integral da maioria dos materiais, excepto nos seixos. Isto conduz uma maior confiança na interpretação das condições dos terrenos, além de permitir que os estratos mais brandos e friáveis possam ser identificados pelo responsável técnico da obra, evitando a influência das descrições do material feitas pelo sondador.

O método da amostragem integral desenvolvido por Rocha (1971), muito útil na caracterização de maciços rochosos de deficiente qualidade, para além de ser bastante dispendioso, apresenta, no caso das rochas brandas, o inconveniente destas poderem ficar impregnadas pela calda de cimento, impedindo a realização de ensaios laboratoriais nas mesmas (Kaji *et al.*, 1981; Oliveira, 1993).

Saliente-se que embora o tipo e sofisticação da técnica de furação e amostragem e a sua adequabilidade ao material encontrado, seja importante para a qualidade da amostra colhida, esta depende sobretudo da experiência e competência do sondador (Hawkins, 2000).

No entanto para se obter uma amostragem de boa qualidade é necessário que se estabeleçam especificações detalhadas quanto ao equipamento e procedimento técnico a utilizar, sem esquecer a exigência de uma supervisão pormenorizada dos trabalhos de prospecção mecânica (Pinho, 1993).

Verifica-se em regra, que os cadernos de encargos apenas referem a utilização de amostradores adequados ao tipo de materiais em que se pretende a recolha de amostras, não especificando o tipo de amostrador que deve ser utilizado.

Uma classificação baseada na qualidade das amostras de rochas brandas foi proposta por Clarke & Smith (1993). Nesta classificação as classes de qualidade das amostras foram estabelecidas de acordo com um critério baseado na aptidão que um determinado material apresenta para possibilitar a colheita de amostras com qualidade suficiente para que nelas se possam realizar ensaios de laboratório.

Refira-se ainda que uma boa execução das sondagens de furação é muito importante, de forma a garantir as condições necessárias para a realização de ensaios *in situ* nos furos de sondagem.

2) Colheita manual de amostras em poços, valas ou superfícies expostas

A colheita manual de amostras efectua-se nas paredes de poços, valas ou superfícies expostas como é o caso de taludes naturais ou de escavação.

Efectua-se em regra, após a remoção da camada de solo mais superficial do afloramento, contaminada com restos orgânicos, por cravação directa de amostradores ou por corte de blocos de rocha, recorrendo a pás, picaretas ou serras mecânicas sendo depois selados e acondicionados de forma a não sofrerem variações do teor em água.

Estes blocos devem ter um tamanho suficiente que permitam posteriormente, em laboratório a preparação de provetes com as dimensões necessárias para a execução dos ensaios.

Este procedimento de colheita de amostras é referido por diversos autores, (Smoltczyk & Gartung, 1979; Cripps & Taylor, 1981; Hopkins & Deen, 1984; Dobereiner, 1984; Dobereiner & Oliveira, 1986; Read *et al.*, 1987; Sargand & Hazen, 1987; Sarman & Shakoor, 1990; Barton & Palmer, 1990; Gomes, 1992).

A abertura de poços, valas ou trincheiras tem desvantagens, nomeadamente, a limitação nas profundidades atingidas e a dificuldade da execução abaixo do nível freático.

2.3 - Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório usados para as rochas brandas, utilizam em regra os procedimentos e equipamentos utilizados para os solos e rochas duras. No entanto, alguns métodos de ensaio utilizados nas rochas brandas, têm sido analisados e modificados de forma a adaptarem-se às características destes materiais (Akai, 1997).

A adaptação dos métodos de ensaio utilizados em mecânica dos solos e na mecânica das rochas, têm sido objecto de investigação nos últimos anos, por parte de certas entidades internacionais como o Comité Técnico TC 22 da “*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*”, ISSMGE e principalmente, de algumas entidades japonesas, tais como a *Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, JSSMFE, “*Japanese Society of Civil Engineers*”, JSCE, “*Japanese Geotechnical Society*”, JGS.

No nosso país, consoante o comportamento da rocha branda se aproxima mais de um solo ou de uma rocha dura, é comum usarem-se métodos de ensaio da mecânica dos solos ou da mecânica das rochas, respectivamente.

No entanto, estes ensaios nem sempre são adequados à caracterização dos materiais de baixa resistência. Por um lado, os equipamentos utilizados em mecânica dos solos são em regra, pouco robustos para a caracterização de materiais mais resistentes, como é o caso das rochas brandas. Por outro lado, os equipamentos utilizados na mecânica das rochas são muito robustos e portanto, têm pouca sensibilidade para níveis de tensões baixos necessários para caracterizar o comportamento mecânico das rochas brandas.

Preparação de amostras em laboratório

A preparação de amostras em laboratório depende do tipo de ensaio a realizar.

A preparação de amostras de rochas brandas deve ser feita de modo a não condicionar os resultados do ensaio laboratorial, obedecendo em regra, aos métodos sugeridos para as rochas duras.

Verifica-se que é escassa a bibliografia sobre a preparação de amostras de rochas brandas em laboratório. As poucas referências bibliográficas encontradas, estão relacionadas com a preparação de amostras cilíndricas para os ensaios de compressão uniaxial e triaxial (e.g., Pells & Ferry, 1983; Chiu *et al.*, 1983; Winter & Horseman, 1993).

Para as amostras de solos a maioria das normas sugere que o cilindro é a forma mais apropriada no entanto parece não existir qualquer sugestão relativamente às tolerâncias exigidas para a forma referida. Pelo contrário, nas rochas duras, os métodos sugeridos pela ISRM (Brown, 1981), são muito rigorosos, exigindo topos planos, lisos e paralelos com margens de tolerância reduzidas. Esta exigência quanto à preparação das amostras é importante no caso das rochas duras e de comportamento frágil.

Embora não existam ainda normas com aceitação a nível internacional, sobre a execução e o acabamento dos provetes em rochas brandas, alguns autores tem demonstrado que as normas existentes para as rochas duras, em alguns aspectos são muito rigorosas para estes materiais (Pells & Ferry, 1983; Chiu *et al.*, 1983).

Outro aspecto da preparação das amostras é a relação altura-diâmetro para os ensaios de compressão uniaxial e triaxial. Chiu *et al.* (1983), embora baseado num conjunto de dados limitado, refere que uma razão altura-diâmetro de 2:1 pode ser considerada aceitável para as rochas brandas. No entanto, o método sugerido pela ISRM (Brown, 1981), recomenda para o ensaio de compressão uniaxial uma relação altura-diâmetro mínima de 2,5:1, não referindo excepção para as rochas de baixa resistência.

Não colocando em causa a validade das opiniões de Pells & Ferry (1983) e de Chiu *et al.* (1983), deve-se ter o cuidado de não as generalizar, e seguir os métodos sugeridos para cada ensaio. Todas as alterações introduzidas na preparação dos provetes, para um determinado método de ensaio, devem merecer uma análise cuidada de forma a esclarecer a influência dessas alterações, nos resultados obtidos.

Na preparação de provetes de rochas brandas expansivas pode ocorrer secagem, causando danos irrecuperáveis na amostra. Se posteriormente à preparação, os provetes forem novamente saturados (ou pelo menos conduzidos ao seu teor em água natural), eles tendem a sofrer fenómenos de desagregação e desintegração (Bell & Lindsay, 1998). Estes aspectos reforçam que a preparação de provetes, é bastante problemática nas rochas brandas.

2.3.1 - Análise micropetrográfica

Para a avaliação das características mineralógicas e texturais dos materiais de baixa resistência, utilizam-se sobretudo, os métodos referidos em seguida.

- i) Análise microscópica de lâminas delgadas.
 - ii) Difracção de raios-X.
 - iii) Microscopia electrónica.
-
- i) Segundo Rodrigues (1977), a análise microscópica é um método directo de análise que permite determinar com razoável precisão a percentagem de minerais de argila presentes, mas não informa sobre as características da matriz rochosa. Esta técnica de análise tem sido utilizada por diversos autores (*e.g.*, Rodrigues, 1978; Russell, 1982; Ojima & Rodrigues, 1983; Dick & Shakoor, 1990; Barroso *et al.*, 1993).
 - ii) A difracção de raios-X revela-se mais adequada que a análise microscópica de lâminas delgadas, no caso de materiais de granulometria fina (Rodrigues, 1975a, 1976, 1978; Russel, 1982; Ojima & Rodrigues, 1983; Grainger, 1984; Jeremias, 1997), sendo recomendada por diversos autores (Deo, 1972, 1973; Hopkins & Deen, 1984; Pye & Miller, 1990; Dick & Shakoor, 1990; Clerici, 1992; Hawkins & Pinches, 1992; Barroso *et al.*, 1993; Moon & Beattie, 1995). Para Taylor & Spears (1981), trata-se de uma técnica indispensável para estudar a mineralogia das rochas argilosas, sendo a fracção inferior a 2 µm, a utilizada para estudar os minerais argilosos (Morgenstern & Eigenbrod, 1974; Russel, 1982; Steward & Cripps, 1983; Seedsman, 1986; Dick & Shakoor, 1992).
 - iii) A microscopia electrónica, principalmente a técnica da microscopia electrónica de varrimento (SEM), permite estudar de uma forma rápida, a geometria tridimensional das partículas finas em amostras indeformadas, podendo ser usada uma técnica comparativa do grau de alinhamento da microestrutura (Grainger, 1984; Yumei *et al.*, 1993). Alguns autores utilizaram esta técnica para estudar a influência do “*fabric*” na durabilidade (*e.g.*, Russel, 1982; Pye & Miller, 1990; Sarman & Shakoor, 1990; Dick & Shakoor, 1990, 1992; Moon & Beattie, 1995; Pejon & Zuquette, 1998).

2.3.2 - Ensaio índice

A dificuldade em obter amostras de qualidade das rochas brandas, assim como o seu armazenamento, conduz à necessidade de se recorrer a ensaios simples e expeditos que utilizam equipamento normalizado, mas pouco sofisticado, e de baixo custo, designados por ensaios índice (Dusseault *et al.*, 1983; Martin, 1986; Clerici, 1992; Laskaripour & Passaris, 1995; Czerewko & Cripps, 1998).

Estes ensaios permitem determinar propriedades índice, as quais, além de traduzirem razoavelmente, o comportamento do material rochoso em termos de durabilidade, permitem ainda estabelecer correlações com os resultados das propriedades mecânicas, nomeadamente a resistência e deformabilidade (Oliveira, 1993).

Os ensaios índice devem ser rápidos e simples, exigirem de poucos requisitos na preparação de provetes e terem uma boa reprodutibilidade.

A selecção do ensaio índice depende da constituição da rocha e da natureza do problema geotécnico. Por exemplo, um ensaio adequado à caracterização de um argilito, pode não ser apropriado para um arenito ou um granito muito alterado.

Os ensaios índice mais indicados para a caracterização das rochas brandas são os seguintes:

- absorção de água
- massa volúmica
- porosidade
- expansibilidade
- desgaste em meio aquoso
- imersão em água “*Jar slake test*”
- adsorção do azul de metileno
- velocidade de propagação de ultra-sons
- resistência à carga pontual
- martelo de Schmidt

A maior parte dos ensaios índice com aplicabilidade às rochas brandas, são realizados em regra, de acordo com os métodos sugeridos pela ISRM (Brown, 1981; Hudson, 1993) e pela “*American Society for Testing and Materials*” (ASTM), principalmente através do seu Comité D18.12 (Hudson, 1993; Hudson & Harrison, 1997).

As propriedades determinadas por estes ensaios devem servir de índice e estarem directamente relacionadas com as propriedades características do material que interessa avaliar no caso de um dado problema geotécnico.

Massa volúmica e porosidade

Os valores da massa volúmica e da porosidade são bons indicadores das características mecânicas das rochas brandas, verificando-se que um aumento da massa volúmica e uma diminuição da porosidade da rocha correspondem, em regra, a um aumento da resistência e uma diminuição da deformabilidade dessa rocha.

Barroso *et al.* (1993), referem que a porosidade é uma boa propriedade índice, na avaliação da meteorização em gnaisses. Saito (1981), ao estudar as propriedades físicas de rochas ígneas com distintos estados de alteração, salienta a influência da variação da porosidade na resistência à compressão simples. Hoshino (1981), em rochas sedimentares brandas, verificou uma relação idêntica entre a porosidade e a resistência.

A porosidade é ainda utilizada, com frequência, como uma característica em que se baseiam certas classificações de rochas brandas (Duffaut, 1981; Rodrigues, 1988).

Teor em água e absorção de água

O teor em água e a absorção de água são índices de muita utilidade no estudo do comportamento geotécnico das rochas brandas. Quando o seu valor aumenta ocorrem diminuições significativas na resistência e módulo de deformabilidade (Dobereiner, 1984).

Lashkaripour & Passaris (1995), consideram a porosidade e o teor em água, como índices apropriados para a avaliação da resistência de rochas brandas silto-argilosas.

A absorção de água determinada pelo método designado por “*Quick absorption technique*” (ISRM, 1979b), permite avaliar o índice de vazios, sendo recomendado por Martin (1986), como ensaio índice na avaliação do estado de alteração. No caso de rochas muito alteradas,

pode ocorrer a sua desintegração durante a embebição, o que leva a recomendar, neste caso, um ensaio de durabilidade.

Velocidade de propagação de ultra-sons

A aplicação da determinação da velocidade de propagação de ultra-sons (ondas P e S) aos materiais rochosos, tal como o sugerido pela ISRM (Brown, 1981), como índice na avaliação das propriedades mecânicas, depende sobretudo da rocha ensaiada.

Algumas características intrínsecas das rochas brandas têm influência na velocidade de propagação das ondas elásticas, tais como: i) mineralogia e textura; ii) porosidade e massa volúmica (Saito, 1981); iii) teor em água (Saito, 1981; Inoue & Ohomi, 1981; Nishi & Okamoto *in* Akai, 1997; iv) anisotropia (Nishi & Okamoto *in* Akai, 1997).

Nishi & Okamoto *in* Akai (1997), fazem alguns comentários sobre este método, nomeadamente quanto ao equipamento e técnica de ensaio, referindo alguns factores que podem afectar a previsão dos resultados, tais como: i) calibração do tempo antes do ensaio; ii) medição do comprimento da amostra; iii) contactos entre os transdutores e a amostra; iv) paralelismo entre os topos da amostra; v) sensibilidade ao impulso eléctrico; vi) medição do tempo de propagação.

Tendo em consideração a influência das características intrínsecas da rocha referidas anteriormente, as velocidades das ondas elásticas obtidas através deste ensaio devem utilizar-se com prudência, na caracterização das rochas brandas.

Carga pontual

O ensaio de carga pontual (ISRM, 1985), é em regra, recomendado para a caracterização das rochas, como um índice de resistência, que pode ser relacionado com a resistência à compressão uniaxial.

Como é referido em Hawkins & Olver (1986), e Norbury (1986), verifica-se uma grande variação na relação entre o índice de carga pontual $I_{S(50)}$ e a resistência à compressão uniaxial σ_c , de local para local e até para o mesmo tipo de rocha.

Hawkins & Pinches (1992), não recomendam a utilização deste ensaio índice em rochas silto-argilosas com resistência inferior a 25 MPa, devido à penetração das ponteiros cónicas na amostra, o que diminui a fiabilidade dos resultados obtidos. Os mesmos autores consideram ainda que este ensaio índice é pouco adequado a argilitos e siltitos.

Uma situação idêntica é referida com ensaios de carga pontual realizados em arenitos brandos, onde a dispersão observada nos resultados obtidos pode estar relacionada com a penetração das ponteiros cónicas na amostra, à medida que a carga aumenta (Dobereiner & Oliveira, 1986).

Martelo de Schmidt

O ensaio com o martelo de Schmidt (Brown, 1981), tal como o ensaio de carga pontual, tem uma aplicação muito reduzida para as rochas de resistência muito baixa. No entanto, para

certos tipos de rochas brandas mais resistentes, podem ser obtidas boas correlações, nomeadamente com a resistência à compressão uniaxial.

Xu *et al.* (1990), fazem uma revisão sobre algumas correlações empíricas entre a resistência à compressão uniaxial (σ_c), e o módulo de deformabilidade tangente (E_t), com o valor médio do ressalto “*rebound value*” (R), do martelo de Schmidt (*e.g.*, Deere & Miller, 1966; Aufmuth, 1973; Haramy & DeMarco, 1985), verificaram que todas as correlações, excepto a de Haramy & DeMarco (1985), sobrestimavam de forma considerável as propriedades mecânicas. Estes autores sugerem que uma correlação baseada em ensaios num determinado tipo de rocha, não deve ter uma aplicação generalizada a outros tipos de rochas.

O martelo de Schmidt é recomendado por Taylor & Spears (1981) e Martin (1986), por ser o ensaio índice mais simples e rápido na caracterização de materiais. Referem ainda que este ensaio índice, deve ser efectuado numa superfície lisa do material, e afastado de discontinuidades, pois estas podem causar dispersão nos resultados. A grande desvantagem deste método de ensaio, está relacionada com a sua falta de sensibilidade em rochas muito brandas (com o valor de R inferior a 10).

Expansibilidade

A expansibilidade das rochas brandas é avaliada em regra, de acordo com os métodos sugeridos pela ISRM (ISRM, 1979b, 1989, 1999). Também pode ser utilizado o método de ensaio utilizado para os solos, se a rocha tende a desagregar-se quando imersa em água. Asakura *et al.*, in Akai (1997), referem que no ensaio de expansibilidade, existe a tendência para se verificar uma dispersão de resultados, dependendo da forma como as amostras são preparadas, nomeadamente quanto ao teor em água, ao tamanho do provete e ao método de ensaio adoptado. Deste modo, sugerem que é necessário um estudo detalhado destes aspectos, de forma a melhorar o procedimento do ensaio.

Ainda segundo estes autores, a relação entre o teor em água e a expansibilidade, pode ser obtida através da realização do ensaio do material com teores em água diferentes. É necessário manter o teor em água uniforme no interior do provete, devendo para isso, os provetes serem preparados num compartimento com temperatura e humidade controladas.

Durabilidade

A desagregabilidade pode ser definida como um fenómeno caracterizado pela desintegração da estrutura do material rochoso em pequenos fragmentos devido à variação do teor em água como resultado de ciclos de secagem e embebição.

Vários métodos de ensaio têm sido propostos para avaliar a desagregabilidade do material rochoso. A maior parte destes ensaios servem em regra, como um ensaio índice para a identificação do potencial da rocha para a desintegração.

Os métodos de ensaio disponíveis actualmente (ensaio de imersão “*Jar slake test*”; ensaio de desgaste em meio aquoso “*Slake durability test*”), podem ser classificados pelo número de ciclos de secagem-embebição, ou pelo procedimento de identificação da desagregabilidade do material. De todos eles, o ensaio de desgaste em meio aquoso (ISRM, 1979b), é considerado um excelente método, dado que é objectivo e simples. Foi utilizado por muitos autores em

rochas brandas (e.g. Russel, 1982; Ojima & Rodrigues, 1983; Hopkins & Deen, 1984; Lee & De Freitas, 1988; Dick & Shakoor, 1990, 1992).

No caso do ensaio de imersão (Morgenstern & Eigenbrod, 1974), a informação obtida é de natureza qualitativa, consistindo na observação das modificações nos provetes durante um determinado período de tempo. No caso do ensaio de desgaste em meio aquoso, obtém-se um índice quantitativo.

Para Asakura *et al.*, in Akai (1997), os principais problemas relacionados com os ensaios de desagregabilidade são:

- i) a inexistência de informação suficiente, no que diz respeito a correlações entre os resultados destes ensaios e outras propriedades;
- ii) os mecanismos envolvidos no fenómeno da desagregabilidade não estão completamente compreendidos.

Adsorção do azul de metileno

A adsorção do azul de metileno (AFNOR, 1993; ASTM, C837-99), pelos minerais argilosos permite medir a sua superfície hidrófila, e deste modo, avaliar a capacidade que estes minerais possuem para fixar água.

Pelo facto do azul de metileno não ser adsorvido pelos minerais designados inertes (quartzo, feldspatos, etc.), permite caracterizar a actividade da fracção argilosa, sem ter de a isolar do resto do material. Trata-se de um método de ensaio simples e um bom indicador da expansibilidade e desagregabilidade das rochas brandas argilosas, apresentando boas correlações com aquelas duas propriedades (Sasaki *et al.*, 1981).

2.3.3 - Ensaio mecânicos

Os ensaios mais indicados na caracterização mecânica das rochas brandas são:

- resistência à compressão uniaxial;
- resistência à compressão triaxial;
- corte directo;
- consolidação.

Resistência à compressão uniaxial

Este ensaio é um dos ensaios mais utilizados em mecânica das rochas e tem como objectivo a caracterização e a classificação dos materiais rochosos.

A determinação da resistência à compressão uniaxial é realizada, em regra, de acordo com o método sugerido pela ISRM (ISRM, 1979a), tendo a metodologia do ensaio sido já revista em pormenor por Hawkes & Mellor (1970). No entanto, certos aspectos do procedimento do ensaio, não se adaptam às rochas brandas (Dobereiner *in* Akai, 1997).

Destacam-se em seguida, vários factores com influência na resistência e deformabilidade.

1) Técnica do ensaio

O estudo do comportamento das rochas para tensões abaixo da tensão de rotura é tão importante como o estudo do seu comportamento na rotura. Na maioria dos casos, o módulo de elasticidade da rocha é obtido no ensaio de compressão uniaxial (ISRM, 1979a). Os valores de resistência e deformabilidade das rochas brandas dependem de diversos factores, que se indicam em seguida, os quais estão relacionados tanto com as condições, como com os procedimentos de execução do ensaio.

i) Preparação de provetes - Para se obterem resultados fiáveis, tem grande importância uma preparação cuidadosa dos provetes a ensaiar. O procedimento para a preparação de provetes, deve ser adequado à qualidade do material rochoso; no caso de rochas muito brandas e friáveis, é muito difícil, não existindo um procedimento ideal. A preparação de provetes é feita por tentativas, sendo frequente que menos de metade das amostras tenham condições adequadas para ensaio.

Como foi referido na secção 2.2, tem-se verificado progressos na amostragem por sondagens de furação por rotação, nomeadamente quando se utilizam amostradores com grande diâmetro (conseguindo tarolos com um diâmetro mínimo de 76 mm), de parede tripla (Norma Britânica - BS 5930, 1981), e ar/espuma ou polímeros como fluído de circulação, obtêm-se recuperações muito maiores, e melhor qualidade das amostras.

O ar comprimido com coroas (“bits”), diamantadas de paredes finas, devem ser utilizadas na carotagem de blocos de rocha no laboratório. O corte de topos dos provetes deve ser feito a seco, de forma cuidadosa, por serras com discos diamantados ou por corte manual.

Nos materiais mais brandos os provetes são em regra, preparados manualmente. Para rectificar e alisar os topos, deve-se utilizar uma lixa colocada numa superfície plana. Estes materiais não devem ser rectificadas com uma máquina polidora, como propõe a ISRM, devido à sensibilidade dos mesmos às variações do teor em água, a qual pode causar a desagregação da amostra.

ii) Carregamento - Os ensaios de compressão uniaxial são realizados com velocidade de aplicação da carga ou taxa de deformação constantes, sendo grande o intervalo de velocidades utilizadas. O Quadro 2.1 mostra diversos exemplos de velocidades de incremento da tensão e de taxas de deformação referidas na bibliografia. Verifica-se que a resistência e deformabilidade do material, dependem da velocidade de aplicação da carga no ensaio. Em regra, as rochas apresentam resistência mais elevada quando são ensaiadas com uma maior velocidade de carga maior.

A ISRM (1979a), recomenda que a velocidade de aplicação da carga ou a taxa de deformação deve ser escolhida de forma a originar a rotura do provete num período de tempo entre 5 a 10 minutos. Segundo Dobereiner *in* Akai (1997), a velocidade de incremento da tensão para rochas brandas, deve ser de 10^{-3} a 10^{-2} MPa/s, no entanto, tendo em consideração as especificações da maior parte dos equipamentos de ensaio, pode ser adoptada uma velocidade de carregamento na ordem de 10^{-2} a 10^{-1} MPa/s.

Quadro 2.1 – Velocidade de incremento da tensão e taxa de deformação utilizadas em ensaios de compressão uniaxial de rochas (adaptado de Dobereiner *in* Akai, 1997).

Referência	Tipo de rocha	Relação altura/diâmetro H/D	Diâmetro D (mm)	Velocidade de incremento da tensão MPa/s	Taxa de deformação	
					mm/s	μ (deformação)/s
Bell (1978)	Arenitos	2	38	0,070		
Hosseini & Hayatdavoudi (1985)	Arenitos	2	25	0,075		
Pells & Ferry (1983)	Arenitos	2	54	0,1 – 0,2		
Faria Santos (1986)	Arenitos	2,0 – 2,5	54	0,416		
Colback & Wiid (1965)	Arenitos	2	25	0,7		
ISRM (1979a)	Rochas em geral	2,5 – 3,0	54	0,5 – 1,0		
ASTM (D3148-80)	Rochas em geral	2,0 – 2,5	47	Rotura em 5 -10 min.		
Handin <i>et al.</i> (1967)	Arenitos	2	13		$3 \times 10^6 - 3 \times 10^{-3}$	0,1 – 100
Yoshinaka & Yamabe (1981)	Sedimentar	2	50		$4,2 \times 10^{-5}$	-
Sangha & Dhir (1972)	Arenitos	2,5	54		$3,4 \times 10^{-4}$	2,5
Ferreira <i>et al.</i> (1981)	Arenitos	2	54		$1,2 \times 10^{-3}$	-
Gunsallus & Kulhawy (1984)	Sedimentar	2,0 – 2,5	54		$(1,3-3,4) \times 10^{-3}$	12,5 – 25
Dyke (1984)	Arenitos	2	54		0,01 - 0,02	-
Preston (1976)	Sedimentar	3	13		0,020	500
Nunes (1989)	Arenitos	2	38		0,020	-
Dobereiner (1984)	Arenitos	2	38		0,114	-

iii) Medição da deformação - Os instrumentos de medida das deformações no material, neste ensaio, devem ser robustos, estáveis, e com uma sensibilidade na ordem de 10^{-6} m (ISRM, 1979a). A principal característica a considerar na escolha de um dispositivo de medida, é a sua sensibilidade e precisão (ISRM, 1979a). Contudo, deve-se escolher um dispositivo que permita medir todas as deformações de uma amostra, incluindo as microfissuras originadas para níveis de tensões acima do início do fenómeno de dilatância, ou inclusivamente as deformações pós-rotura (Dobereiner *in* Akai, 1997).

iv) Determinação do módulo de deformabilidade - O início do fenómeno da dilatância em rochas brandas, ocorre a níveis baixos de tensões que, em regra, se situam abaixo de 30% da resistência máxima. Deste modo, a determinação do módulo de deformabilidade a 50% da resistência máxima, como sugere a ISRM (1979a), pode ocasionar a medição de deformações não elásticas que ocorrem depois do início da dilatância (Dobereiner & Oliveira, 1986).

2) Influência do teor em água da amostra

Vários autores referem que quanto mais brando é o material, mais sensível é a sua resistência à variação do teor em água (Colback & Wiid, 1965; Wiid, 1970; Kitaowa *et al.*, 1977; Bell, 1978; Hassani *et al.*, 1979; Ferreira *et al.*, 1981; Priest & Selvakumar, 1982; Koshima *et al.*, 1983; Pells & Ferry, 1983; Dobereiner, 1984; Dyke, 1984; Gunsallus & Kulhawy, 1984; Denis *et al.*, 1986; Howarth, 1987).

O intervalo de tensões, dentro do qual o volume do provete diminui, torna-se mais pequeno à medida que o teor em água aumenta. Isto confirma que o comportamento elástico é maior nas amostras secas, uma vez que a propagação das microfissuras se inicia para valores de tensões mais elevados (Dyke & Dobereiner, 1991).

3) Influência da anisotropia da amostra

Para muitos tipos de rochas brandas, a resistência e deformabilidade podem variar com a orientação do provete. De facto, a anisotropia resultante da textura de certas rochas brandas é uma característica muito importante que pode influenciar o seu comportamento mecânico, sendo por esta razão essencial que, ao ensaiar estes materiais, a orientação das descontinuidades seja identificada, de forma a permitir uma correcta interpretação dos resultados.

Resistência à compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial em rochas brandas, é realizado em regra, de acordo com o método sugerido pela ISRM (Brown, 1981). O principal objectivo deste ensaio é obter os parâmetros de resistência e deformabilidade necessários para o estudo do comportamento dos maciços em situações de confinamento lateral.

É importante a utilização de amostras intactas neste tipo de ensaio, devendo a direcção do eixo da amostra ser referida. O teor em água natural da amostra deve ser mantido, de forma a minimizar a diminuição da resistência devido à desagregabilidade, expansibilidade e alteração (Maekawa & Miyakita, 1991).

Os tipos de ensaios triaxiais actualmente utilizados são o tipo não consolidado, não drenado (UU), o tipo consolidado não drenado (CU) e o tipo consolidado drenado (CD). O ensaio do tipo CD pode ser substituído pelo ensaio do tipo CU com medição das pressões intersticiais.

Tecem-se em seguida, alguns comentários acerca do ensaio triaxial em rochas brandas.

i) Tensão de cedência e superfície de cedência

Sobre este assunto, Oka & Maekawa *in* Akai (1997), referem o exemplo de dois casos de construções à superfície ou no interior de maciços de rochas brandas (Figura 2.6). O caso A, corresponde a um aumento de tensões enquanto que o caso B, corresponde a um alívio de tensões provocado por uma escavação do maciço. A Figura 2.6 (a), representa o estado de tensão inicial, o qual pode ser calculado a partir da tensão vertical efectiva σ'_v e da tensão lateral efectiva σ'_h ($\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$), em que K_0 é o coeficiente de impulso em repouso. A variação do estado de tensão devido ao aumento e/ou alívio das tensões actuautes no maciço, é representado na Figura 2.6 (b). No caso A, tanto a tensão vertical como a tensão lateral aumenta. No caso B, a tensão lateral diminui. A trajectória de tensões efectivas está representada na Figura 2.6 (c) em que p' é a tensão média hidrostática em termos de tensões efectivas e q é a tensão de desvio.

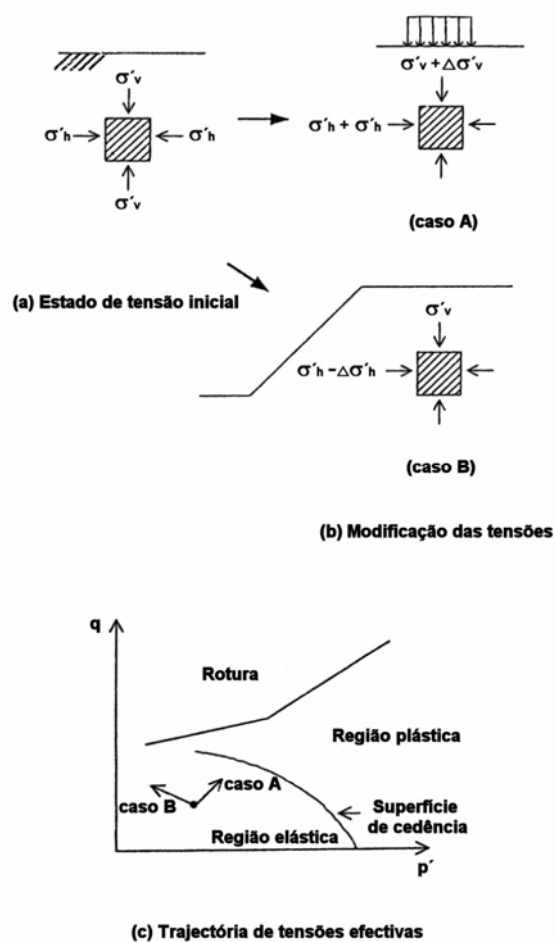


Fig. 2.6 – Influência das condições do estado de tensão na deformação das rochas de baixa resistência (adaptado de Oka & Maekawa *in* Akai, 1997).

O estado de tensão após carga e/ou descarga deve ser cuidadosamente investigado, porque a deformação do material depende das condições de aplicação das tensões. Quando o estado de tensão se situa dentro da superfície de cedência, predomina o comportamento elástico (Figura 2.6 c).

No entanto, o maciço comporta-se de forma plástica ou viscoplástica, tal como um solo brando, quando o estado de tensão atinge ou excede a superfície de cedência. Neste caso, as propriedades dependentes do tempo de actuação das cargas são importantes. Por isso, é fundamental não estudar apenas a resistência, mas as características de cedência do material, no dimensionamento de estruturas em rochas brandas (Oka & Maekawa *in* Akai, 1997).

A superfície de cedência, inserida no contexto do conceito de estado crítico (Schofield & Wroth, 1968), define a ocorrência das deformações plásticas, no espaço de tensões principais (Lancellota, 1995). Existe, portanto uma tensão de cedência, a partir da qual o material apresenta um comportamento plástico. Existem poucos trabalhos sobre a superfície de cedência das rochas brandas, aspecto que se representa de forma esquemática, na Figura 2.7.

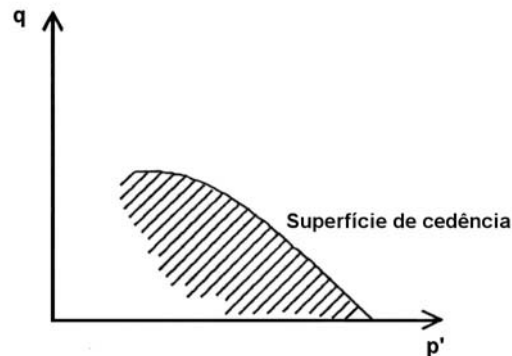


Fig. 2.7 – Representação esquemática da superfície de cedência para rochas brandas (adaptado de Oka & Maekawa *in* Akai, 1997)

Para obter a superfície de cedência completa, Oka & Maekawa *in* Akai (1997), recomendam a necessidade de realizar ensaios de corte com K_0 constante, juntamente com ensaios consolidados não drenados, para uma vasta gama de estados de tensão.

ii) Deformação

Os parâmetros elásticos são os mais importantes no dimensionamento de estruturas em maciços de rochas brandas devido ao facto de o estado de tensão não exceder, em regra, a superfície de cedência (Oka & Maekawa *in* Akai, 1997).

As características de deformação destes materiais dependem de factores intrínsecos tais como, a anisotropia e a cimentação, e de factores extrínsecos tais como, a direcção e velocidade de aplicação da carga, as condições de drenagem e os níveis de tensões e deformações.

iii) Ensaio de fluência

Os ensaios de fluência são métodos de ensaio comuns para avaliar, nas rochas brandas, o comportamento dependente do tempo de actuação das cargas.

Devem ser realizados ensaios de fluência para a determinação da resistência ao longo do tempo (“*long-term strength*”). Nestes ensaios, a selecção do nível de tensão axial mais apropriado, é uma das tarefas mais difíceis de realizar antes do ensaio. Pelo menos dois níveis de tensões, um mais elevado e outro mais baixo que a resistência residual em compressão triaxial, devem ser usados (Oka & Maekawa *in* Akai, 1997).

Como resultado da comparação efectuada entre os resultados dos ensaios de fluência drenados e não drenados, Adachi & Takase (1981), verificaram que a resistência drenada era inferior à resistência não drenada, indicando a importância da drenagem neste tipo de ensaios.

iv) Equipamentos de medição e recomendações

As rochas brandas são muito mais rijas que os solos. A medição das pequenas deformações em materiais rijos, é uma tarefa muito importante. Têm sido propostas várias técnicas para medir as deformações do provete numa câmara triaxial, tais como:

- deflectómetros aplicados no provete;
- sensores ópticos de deformação (Oka & Maekawa *in* Akai, 1997);
- transdutores de deformação local, LVDT (Tatsuoka & Shibuya, 1991);
- extensómetros.

Como é sabido, a deformação das argilas rijas e das rochas brandas caracteriza-se pela formação de faixas de cisalhamento (“*shear bands*”). Embora este fenómeno ainda não esteja completamente compreendido, alguns autores recomendam que se deve referir detalhadamente o modelo de deformação dos materiais de forma a contribuir para uma melhoria nos métodos de dimensionamento (Oka & Maekawa *in* Akai, 1997).

A metodologia a seguir no ensaio triaxial para rochas brandas não foi ainda estabelecida, devido ao reduzido conhecimento das propriedades destes materiais. É necessário evoluir no sentido de serem possíveis estimativas objectivas sobre mudanças na microestrutura do material e na cimentação entre as partículas durante a deformação (Oka & Maekawa *in* Akai, 1997).

Ensaio de corte directo

Este ensaio permite determinar os valores dos parâmetros de resistência ao corte, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), de pico e residual sendo o equipamento simples e de operação fácil.

As condições de drenagem durante o corte devem ser tidas em consideração na determinação dos parâmetros de resistência, devido a que as rochas brandas apresentam, em regra, elevados teores em água.

Dois métodos de ensaio são geralmente utilizados: i) **o ensaio de corte directo sob tensão normal constante**, o qual constitui o método mais comum em que o provete é cortado sob uma determinada tensão normal; ii) **o ensaio de corte directo com deformação controlada**, no qual o provete é cortado a volume constante mediante ajustamento da tensão normal durante a fase de corte (Shinjo *in* Akai, 1997).

Relativamente ao procedimento do ensaio em rochas brandas, devem-se salientar alguns problemas, tais como:

i) equipamento - o equipamento para o ensaio de corte directo utilizado em solos é adequado para as rochas brandas; no entanto, para amostras intactas, o equipamento deve ser mais robusto de forma a permitir a aplicação de uma tensão normal na ordem do MPa (Shinjo *in* Akai, 1997);

ii) tempo necessário para a consolidação - o tempo deve ser suficiente para permitir o completo assentamento durante a fase de consolidação; sob uma tensão normal maior do que a tensão de pré-consolidação do material ensaiado, a dissipação total das pressões intersticiais requer um período longo de tempo; deve-se realizar também um ensaio de consolidação, para determinar a tensão de pré-consolidação antes do ensaio de corte directo (Shinjo *in* Akai, 1997);

iii) velocidade de corte - no ensaio de corte directo não drenado, deve-se impedir tanto quanto possível a drenagem do provete; é por esta razão que a velocidade de corte, neste tipo

de ensaios, é relativamente elevada, na ordem de 0,1 a 1 mm por minuto; por outro lado, no ensaio de corte directo drenado, a velocidade deve ser suficientemente lenta para permitir a dissipação das pressões intersticiais; não existe uma metodologia estabelecida para determinar a velocidade de corte; o método sugerido pela ISRM (Brown, 1981), recomenda que o tempo até atingir a resistência de pico deve exceder 6 vezes o valor do tempo t_{100} , determinado a partir das curvas de consolidação; na prática, deve ser utilizada uma velocidade de corte na ordem dos 0,05 a 0,005 mm por minuto (Shinjo *in* Akai, 1997);

iv) deslocamento horizontal - os ensaios de corte em rochas brandas devem ser realizados até um deslocamento horizontal acima de 15 % do diâmetro ou da largura do provete, excepto, se for atingida uma tensão de corte constante; neste caso, a resistência ao corte do material é determinada para a tensão de corte correspondente ao deslocamento horizontal de 15% (Shinjo *in* Akai, 1997).

Consolidação

Os ensaios de consolidação em rochas brandas são realizados com o objectivo de avaliar a “tensão de pré-consolidação”, uma vez que se trata de um dos parâmetros fundamentais na avaliação da pressão acima da qual, as rochas brandas apresentam comportamentos mecânicos diferentes.

No entanto, a utilização dos edómetros convencionais desenvolvidos para solos, é condicionada em rochas brandas. Em regra, estes equipamentos só permitem a aplicação de tensões de consolidação bastante menores que as tensões que é necessário aplicar a estes materiais.

A “tensão de pré-consolidação” das rochas brandas costuma ser da ordem das dezenas de MPa. Assim, segundo Nishigaki *in* Akai (1997), quando se utiliza o edómetro convencional nestes materiais, deve-se ter em consideração determinados aspectos, tais como:

- o equipamento deve permitir a aplicação de tensões até várias dezenas de MPa;
- é recomendado uma razão de incremento de carga menor que a unidade, para uma melhor determinação da tensão de pré-consolidação;
- à medida que a carga aplicada aumenta, a deformação do equipamento, e a porção de amostra expelida do anel, durante o ensaio, torna-se significativa; estes aspectos, podem contribuir para sobrestimar a “tensão de pré-consolidação”;
- a tensão efectiva aplicada pode sofrer uma diminuição devida à fricção lateral entre a parede interna do anel do edómetro e o provete.

De forma genérica, pode-se considerar que existem quatro tipos de ensaios de consolidação com aplicação em rochas brandas:

- ensaio edométrico convencional, similar ao utilizado nos solos;
- ensaio de consolidação numa câmara triaxial com pressões confinantes na câmara e contra-pressões no provete;
- ensaio de consolidação com incrementos de carga variáveis;
- ensaio de consolidação com deformação controlada.

Horseman *et al.* (1993), efectuaram diversos ensaios de consolidação em argilitos com edómetro modificado, o qual permitia aplicar tensões de consolidação até 32 MPa. Com base

na história geológica do local, estes autores fizeram uma estimativa da tensão litostática, para uma determinada profundidade, antes de terem ocorrido os fenómenos de erosão. Este valor estimado, foi comparado com o da “tensão de pré-consolidação”, determinado em laboratório, sendo cerca de duas vezes inferior a este último valor. A explicação pode estar relacionada com o efeito dos processos de litificação ocorridos que ao conferirem uma resistência maior ao material conduzem a uma sobrevalorização da “tensão de pré-consolidação” determinada.

Deste modo, verifica-se que a aplicabilidade destes ensaios às rochas brandas, implica uma interpretação cuidadosa dos resultados obtidos. Dos quatro tipos de ensaios referidos, o ensaio de consolidação com deformação controlada, parece ser o método mais promissor no caso das rochas brandas, dado que pode ser realizado num período de tempo relativamente curto (Nishigaki *in Akai*, 1997).

2.4 - Ensaios *in situ*

O facto dos ensaios *in situ* se realizarem em volumes mais representativos da heterogeneidade e fracturação do maciço rochoso e, as dificuldades para se obter uma boa amostragem em rochas brandas, condicionando os resultados dos ensaios de laboratório realizados nessas amostras, são as principais razões para se considerar os ensaios *in situ*, como métodos adequados para caracterizar os maciços rochosos de baixa resistência sempre que a sua realização é possível neste tipos de maciços (Dobereiner, 1989; Clerici, 1992; Oliveira, 1993).

Uma vez que as rochas brandas apresentam características quer dos solos, quer das rochas duras, vários dos métodos de ensaio *in situ* aplicados em mecânica dos solos e mecânica das rochas, podem ser aplicados às rochas brandas. No entanto, alguns autores têm procurado adaptar alguns destes métodos utilizados nas rochas duras e, por outro lado, desenvolver novos métodos mais adequados às rochas brandas (*e.g.*, Clarke & Allan, 1989; Clarke & Smith, 1993; Thompson *et al.*, 1993; Jing *et al.*, 1994; Cotecchia *et al.*, 1995).

Apresentam-se de seguida, os principais ensaios *in situ* para a caracterização das rochas brandas.

2.4.1 - Ensaio de corte directo *in situ*

O ensaio de corte directo *in situ* é realizado para determinar a resistência ao corte do maciço rochoso. Quando a resistência do maciço rochoso é controlada pelas discontinuidades, recorre-se ao ensaio de deslizamento de diaclases *in situ*.

No caso dos maciços constituídos por rocha de baixa resistência, a resistência e deformabilidade do maciço é menos influenciada pelas discontinuidades do que nos maciços constituídos por rocha resistente. Deste modo, o comportamento geomecânico dos maciços constituídos por rochas brandas é geralmente avaliado por ensaios de laboratório, tais como, a compressão triaxial em amostras intactas.

No entanto, no projecto de estruturas de grande importância e dimensão, tais como barragens e pontes, é usual a realização de ensaios de corte directo *in situ* para avaliar a influência das discontinuidades na resistência dos terrenos de fundação.

Sobre os procedimentos para a realização deste ensaio, salientam-se os sugeridos pela ISRM (Brown, 1981), Anon (1988) e Anon (1991).

Segundo Shinjo *in* Akai (1997), é importante que os ensaios de corte directo “*in situ*” realizados para avaliação da resistência ao corte em rochas brandas, tenham em consideração os seguintes aspectos:

- i) a drenagem durante o corte deve ser avaliada correctamente, porque as rochas brandas apresentam, em regra, valores de teor em água mais elevados que as rochas duras e a sua resistência é mais sensível à pressão intersticial;
- ii) algumas rochas brandas deterioram-se rapidamente e perdem resistência em contacto com a água; por isso, é necessário minimizar a variação do teor em água, para evitar a degradação das propriedades do maciço rochoso durante o ensaio;
- iii) os blocos de amostra ensaiados podem apresentar descontinuidades ocasionais, com preenchimento argiloso;
- iv) a resistência pode exibir anisotropia devido à presença de estratos alternantes de diferente natureza.

Além do que foi referido, mesmo no caso de uma rocha branda homogénea, existe uma diferença entre a resistência obtida num ensaio *in situ* e num ensaio de laboratório. Entre outras razões, esta diferença pode resultar do facto de no ensaio de corte directo *in situ* ocorrer uma rotura progressiva ao longo da superfície de cisalhamento, que é importante ter em consideração, para uma avaliação correcta da resistência ao corte directo *in situ* (Shinjo *in* Akai, 1997).

2.4.2 - Ensaio de deformabilidade *in situ*

Ensaio de carga com placa

Este ensaio permite avaliar a deformabilidade do maciço rochoso. Em função do procedimento utilizado na aplicação da carga, existem dois tipos de ensaio de carga com placa: i) o ensaio em que se impõe um deslocamento uniforme no maciço rochoso; ii) o ensaio em que se aplica uma pressão uniforme no maciço rochoso.

O ensaio de fluência é realizado com o mesmo dispositivo do ensaio de carga com placa com o objectivo de estudar as características da deformação dependente do tempo de aplicação das cargas no maciço rochoso. Neste tipo de ensaio a carga é aplicada durante um longo período de tempo até se verificar um acréscimo da deformação no tempo para uma determinada tensão.

Existem na bibliografia diversos procedimentos sugeridos para a realização deste ensaio tais como os propostos pela ISRM (Brown, 1981), Anon (1988) e Anon (1991).

O procedimento para a aplicação da carga depende do objectivo do ensaio e das características do maciço rochoso de baixa resistência. A carga máxima é definida de acordo com os critérios do projecto ou o seu valor é determinada caso a caso; *e.g.*, no caso da avaliação da capacidade de carga do maciço rochoso ou no estudo das características de fluência. Em regra, a carga máxima utilizada deve variar entre 1,2 a 1,5 vezes e 3 vezes a solicitação que será imposta pela estrutura (Adachi & Yoshida, 2002).

Os ciclos de carga e descarga são definidos com base no objectivo do ensaio na deformabilidade do maciço rochoso na carga máxima e no procedimento do ensaio de carga (Anon, 1988).

A utilização deste ensaio em maciços rochosos de baixa resistência é frequente e tem revelado bons resultados (Romana & Simic, 1983). As maiores desvantagens dos ensaios de carga com placa, estão relacionadas com o seu custo elevado e com a morosidade da sua execução. Desta forma estes ensaios só são realizados apenas em obras de grande envergadura (*e.g.*, barragens, túneis, pontes).

Ensaio com dilatómetro

Este tipo de ensaio tem o objectivo de estudar a deformabilidade de um maciço rochoso por aplicação de pressões radiais em furos de sondagem, a diferentes profundidades e medição das respectivas deformações sofridas pela parede do furo.

Segundo Adachi & Yoshida (2002), são utilizados dois métodos de ensaio. Um deles aplica uma pressão uniforme às paredes do furo e o outro impõe um deslocamento uniforme às paredes do furo.

O ensaio requer um furo com diâmetro constante e apropriado ao equipamento utilizado, o que se torna por vezes difícil de obter em maciços de baixa resistência. A parede do furo deve ser limpa e estar pouco perturbada, devendo ser pequeno o espaço entre esta e o equipamento do ensaio.

A carga máxima a ser aplicada assim como, a forma como a carga é aplicada, dependem do objectivo do ensaio e das características do maciço rochoso (Anon, 1988).

No caso da realização de um ensaio com o objectivo de obter as características de deformabilidade do maciço rochoso, para uma solicitação imposta por uma estrutura a construir nesse maciço, a carga máxima do ensaio é fixado em 1,5 a 2 vezes maior que o valor previsto para a solicitação que essa estrutura irá impor. Por outro lado, quando o objectivo do ensaio é caracterizar a deformabilidade de um maciço rochoso ou obter índices para a classificação do maciço, é usual aplicar uma carga máxima de 10 MPa em maciços rochosos de baixa resistência (Adachi & Yoshida (2002).

O ensaio com o dilatómetro desenvolvido pelo LNEC tem uma utilização muito condicionada em maciços rochosos de baixa resistência sendo mais adequado para rochas com módulos de deformabilidade elevados (Charrua-Graça, 1979). Isto deve-se à dificuldade em se conseguir um furo de sondagem homogéneo e com diâmetro constante em rochas brandas friáveis ou com níveis grosseiros.

Ensaio com pressiómetro

O pressiómetro é um equipamento idêntico ao dilatómetro, mas concebido para determinar a deformabilidade em solos endurecidos, sobreconsolidados e também em rochas muito brandas.

Este ensaio realiza-se em furos de sondagem pela aplicação de uma pressão radial na parede do furo e na medição da deformação sofrida pelo maciço envolvente no trecho do ensaio.

Com o objectivo de minimizar as perturbações introduzidas no maciço pela abertura do furo de sondagem foi desenvolvido no início da década de 70 em França (Baguelin *et al.*, 1972), e na Inglaterra (Wroth & Hughes, 1973), um pressiómetro autoperfurador. As suas características estão descritas em pormenor em Coutinho (1985).

No entanto, este pressiómetro autoperfurador (“*self-boring pressuremeter*” SBP), é mais indicado para solos rijos, sendo a sua aplicação no caso de rochas, apenas possível em rochas muito brandas. A principal razão deste facto está relacionada com a falta de capacidade do equipamento para perfurar níveis mais resistentes, impedindo a descida do pressiómetro e causando danos no equipamento nomeadamente, a rotura da membrana de borracha.

Para a resolução deste problema foi desenvolvido um pressiómetro autoperfurador para rochas brandas (“*rock self-boring pressuremeter*”, RSBP). Este pressiómetro é idêntico ao anterior, mas apresenta uma membrana mais resistente, semelhante à membrana do dilatómetro, adequada para pressões até 20 MPa.

Para a sua capacidade de furação ser maior o equipamento possui uma coroa com elementos cortantes de carboneto de tungsténio com um perfil e disposição que evita o lasqueamento da rocha. Este equipamento pode funcionar com uma coroa de tipo idêntico à utilizada no SBP, o que aumenta a sua aplicabilidade à maioria dos solos, rochas brandas e rochas arenosas moderadamente resistentes (Clarke & Allan, 1989; Clarke & Smith, 1993).

Foi utilizado em rochas silto-argilosas brandas, com melhores resultados do que os obtidos com um pressiómetro convencional com capacidade para pressões até 20 MPa (Thompson *et al.*, 1993).

Como o ensaio pressiométrico exerce uma carga horizontal no terreno fornece consequentemente, um valor do módulo de deformabilidade horizontal. Os solos endurecidos e sobreconsolidados assim como as rochas brandas, são materiais anisotrópicos e por isso, pode ser necessário fazer correcções baseadas na informação geotécnica existente sobre os materiais em estudo, para uma previsão precisa das deformações causadas por solicitações exercidas na direcção vertical (Matheson *in* Akai, 1997).

2.4.3 - Determinação do estado de tensão *in situ*

A medição das tensões *in situ* é um aspecto fundamental no projecto e construção de obras subterrâneas. O estado de tensão *in situ* no maciço rochoso, a uma determinada profundidade, é influenciado pela pressão litostática exercida pelo maciço sobrejacente, e pelos efeitos da história geológica do local, designadamente dos esforços tectónicos, etc. Para as situações em que a profundidade é pequena, o estado de tensão *in situ* é afectado pelas condições topográficas, por perturbações devido a falhas ou outras estruturas tectónicas. O estado de tensão *in situ* pode variar de local para local mesmo numa área pequena.

A medição das tensões *in situ* é importante, quando se pretende conhecer o estado de tensão na vizinhança de grandes falhas ou quando se quer dimensionar com segurança obras subterrâneas em maciços rochosos, inclusivamente nos maciços de baixa resistência.

São numerosos os métodos propostos para medição das tensões *in situ*, os quais foram desenvolvidos sobretudo, para maciços rochosos de elevada resistência. Salientam-se no

entanto quatro métodos principais, recomendados pela ISRM (Kim & Franklin, 1987), tais como:

- i) medição directa das tensões com macacos planos (“*flatjack test*”);
- ii) fracturação hidráulica (“*hydraulic fracturing*”);
- iii) medição da tensão em furos de sondagem por técnicas de sobre-carotagem propostas pelas seguintes entidades:
 - a) “*United States Bureau of Mines*, (“*USBM overcoring torpedo method*”);
 - b) “*Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*”), (“*CSIRO overcoring gauge*”).

A descrição detalhada destes métodos para a determinação do estado de tensão *in situ* pode ser encontrada em (Kim & Franklin, 1987).

Segundo Ogawa *in Akai*, 1997, na escolha do método mais apropriado de medição das tensões *in situ*, é necessário avaliar de forma cuidadosa a precisão, o custo e a duração de execução do método a escolher e as características do maciço rochoso em estudo. Por exemplo, para o projecto de um túnel a pequena profundidade, ou um talude é esperado que as tensões a medir sejam pequenas, devendo ser seleccionado um método que seja razoavelmente preciso sob tensões baixas. Por outro lado, para o projecto de uma cavidade subterrânea a grande profundidade, deve ser seleccionado outro método, tomando em consideração o custo da execução, incluindo os custos com a furação da rocha.

Os resultados experimentais dos métodos de medição de tensões *in situ*, em rochas brandas são bastante reduzidos. Existem apenas alguns casos de aplicação dos métodos por sobre-carotagem e por fracturação hidráulica, sendo por isso necessário aprofundar o conhecimento neste domínio (Ogawa *in Akai*, 1997).

2.4.4 - Ensaios de permeabilidade *in situ*

A caracterização da permeabilidade em maciços rochosos de baixa resistência pode ser feita por ensaios de bombagem ou de injeção de água sob pressão em furos de sondagem. A escolha do ensaio depende do tipo de maciço a caracterizar e do objectivo do estudo.

Os ensaios de bombagem são mais apropriados para formações com grande transmissividade sendo a sua aplicação em regra, limitada nos maciços rochosos em que o espaçamento das descontinuidades é grande (Dobereiner & Oliveira, 1986). É um ensaio mais utilizado na caracterização hidrogeológica.

Os ensaios de injeção de água sob pressão (ensaio tipo Lugeon), são mais versáteis pois permitem caracterizar materiais com permeabilidade bastante diferentes. Estes ensaios devem ser efectuados com pressões de injeção baixas nas rochas brandas, de forma a evitar fenómenos de erosão interna do furo no trecho do ensaio e fracturação hidráulica.

Um dos principais problemas dos ensaios de injeção de água em rochas brandas está relacionado com as perdas de água, devido a um mau ajustamento dos obturadores às paredes do furo. Esta situação é causada em regra, pela dificuldade em obter furos de sondagem com diâmetro constante em materiais brandos friáveis.

É fundamental uma selecção apropriada do obturador, em função das características do maciço e da regularidade das paredes do furo de sondagem. Por vezes, devido à irregularidade das paredes do furo é necessário após a furação, revestir com cimento o trecho do furo onde é fixado o obturador (Adachi & Yoshida, 2002).

Em maciços rochosos de baixa resistência a pressão máxima de injeção é atingida por vezes, para pressões de injeção de água bastante inferiores a 1 MPa. Deste modo, é importante medir a pressão de injeção com a maior precisão possível, devendo para o efeito utilizar-se uma bomba com pouca flutuação da pressão de injeção.

Informação mais detalhada sobre a metodologia da determinação da permeabilidade *in situ* em maciços rochosos de baixa resistência, por ensaios de injeção de água sob pressão, pode ser encontrada em Adachi & Yoshida (2002).

2.4.5 - Prospecção geofísica

A prospecção geofísica tem sido muito utilizada na engenharia de petróleos e engenharia de minas. Na área da geotecnia, os métodos geofísicos, nomeadamente os métodos sísmicos e os eléctricos, têm sido utilizados com frequência nos últimos 50 anos na prospecção geotécnica de locais de implantação de túneis, barragens, pontes, edifícios, na caracterização de escorregamentos de terrenos ou na prospecção de águas subterrâneas.

O objectivo principal da prospecção geofísica é investigar a qualidade do maciço rochoso, em regra condicionada pela natureza da rocha, estado de fracturação e de alteração, água subterrânea, cavidades cársticas etc..

Os métodos geofísicos utilizados em maciços rochosos de baixa resistência, são em regra, idênticos aos que se utilizam nos maciços rochosos mais resistentes, embora para aqueles se tenham registado alguns desenvolvimentos recentes nas técnicas aplicadas (Adachi & Yoshida, 2002).

Os métodos de prospecção geofísica podem ser divididos em duas categorias: i) as técnicas aplicadas à superfície; ii) as técnicas aplicadas em furos de sondagem. Em qualquer uma destas categorias os métodos mais utilizados são os métodos sísmicos e os métodos eléctricos. Por vezes, embora raramente, além destes métodos são utilizados métodos gravimétricos, magnéticos e electromagnéticos (Adachi & Yoshida, 2002).

A determinação das velocidades de propagação das ondas elásticas entre furos de sondagem tem tido uma aplicação bem sucedida em rochas brandas. Salienta-se as boas correlações obtidas por Rodrigues (1979), em maciços de baixa resistência nomeadamente: i) entre os valores dos ensaios de penetração SPT - “*Standard Penetration Test*” e a velocidade das ondas de corte; ii) entre o módulo de deformabilidade estático determinado por ensaios de carga com placa e a velocidade das ondas P e das ondas S; iii) entre o módulo de deformabilidade estático determinado no ensaio de deformabilidade *in situ* referido e o módulo de deformabilidade dinâmico determinado a partir das ondas elásticas. Esta técnica geofísica parece ser adequada para a determinação das constantes elásticas dos maciços rochosos de baixa resistência (Gomes, 1992).

A geotomografia entre furos (“*cross-hole geotomography technique*”), tem sido uma técnica que vem sendo investigada e utilizada no Japão desde 1984, utilizando métodos sísmicos, eléctricos e magnéticos (Adachi & Yoshida, 2002).

Ishikawa *in* Akai (1997), refere a utilização da técnica da geotomografia entre furos na análise a duas dimensões da secção transversal do firme rochoso (“*bedrock*”).

2.5 - Trabalhos experimentais a grande escala

Um trabalho experimental a grande escala consiste na simulação da obra a construir, realizando a obra ou parte dela em tamanho reduzido. Esta metodologia permite ter uma perspectiva bastante mais realista do comportamento do maciço, em face das condições impostas pela execução da obra.

Por outro lado as dificuldades que surgem na amostragem e na realização de ensaios de caracterização adequados nas rochas brandas, quer em laboratório, quer *in situ*, são outras razões que motivam o interesse na realização dos trabalhos experimentais a grande escala nestes materiais.

Um exemplo deste tipo de trabalhos é a escavação experimental realizada na fase de construção do Canal Pereira Barreto, no Brasil e descrito em Pimenta *et al.* (1981), com o objectivo de avaliar os métodos de escavação mais adequados, a estabilidade de taludes e as medidas mais apropriadas para a protecção dos taludes, etc..

O seu elevado custo constitui a principal desvantagem desta metodologia, sendo responsável pelo pequeno número de trabalhos deste tipo até agora realizados (Dobereiner & Oliveira, 1986).

2.6 - Observação e instrumentação

Tal como para os maciços em geral estes procedimentos são de grande utilidade para a compreensão do comportamento dos maciços rochosos de baixa resistência, permitindo recolher informação geotécnica muito relevante, quer durante os estudos (trabalhos experimentais a grande escala), quer durante a fase de construção, quer após a construção. A informação obtida na fase de construção pode permitir também a reformulação do projecto de modo a uma optimização da segurança e eficiência da obra.

Como não existe ainda uma metodologia própria para a caracterização das rochas e maciços rochosos de baixa resistência, as técnicas de ensaio mais utilizadas na caracterização destes materiais são sumariadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Quadro resumo das principais técnicas de caracterização de rochas e maciços rochosos de baixa resistência.

Categoria	Tipo	Observações
Amostragem	<ul style="list-style-type: none"> Sondagens de furação à rotação 	Amostradores de parede dupla podem não permitir obter boa amostragem. Amostradores de parede tripla ou amostrador de parede dupla com “ <i>liner</i> ” interior em PVC, plástico ou em metal e ar/espuma, polímeros como fluídos de circulação, são opções que permitem obter boa amostragem.
	<ul style="list-style-type: none"> Poços, valas, trincheiras, etc 	Pode ser obtida amostragem de boa qualidade. A profundidade máxima atingida é limitada, sendo muito difícil a execução de trabalhos abaixo do nível freático.
Análise micropetrográfica	<ul style="list-style-type: none"> Análise microscópica de lâminas delgadas 	Método directo de análise que permite determinar com precisão razoável a percentagem de minerais presentes.
	<ul style="list-style-type: none"> Difracção de raios-X 	Técnica indispensável para estudar a mineralogia das rochas argilosas.
	<ul style="list-style-type: none"> Microscopia electrónica de varrimento (SEM) 	O SEM permite estudar de forma rápida e eficiente a geometria tridimensional das partículas finas e a influência do “ <i>fabric</i> ” da rocha na sua durabilidade.
Ensaio de Laboratório	<ul style="list-style-type: none"> Absorção de água 	Índice excelente na avaliação do estado de alteração.
	<ul style="list-style-type: none"> Teor em água 	Recomendado como índice de resistência e deformabilidade das rochas brandas devido à grande sensibilidade destes materiais às variações do teor em água.
	<ul style="list-style-type: none"> Massa volúmica e porosidade 	Índices razoáveis das características mecânicas das rochas brandas.
	<ul style="list-style-type: none"> Velocidade de propagação de ultra-sons 	Índice pouco adequado das propriedades mecânicas das rochas brandas, devido à sensibilidade deste método a certas características das rochas brandas tais como variação do teor em água, porosidade e massa volúmica, anisotropia, etc.
	<ul style="list-style-type: none"> Carga pontual 	Pode ser usado como ensaio índice. Considerado índice de resistência pouco adequado a rochas de resistência muito baixa.
	<ul style="list-style-type: none"> Martelo de Schmidt 	Pode ser usado como ensaio índice. Considerado índice de resistência pouco adequado a rochas de resistência muito baixa. Podem ser obtidas boas correlações com a resistência à compressão uniaxial.
	<ul style="list-style-type: none"> Desgaste em meio aquoso “<i>Slake durability test</i>” 	Método simples e objectivo de avaliar a desagregabilidade dos materiais. Muito utilizado na caracterização das rochas brandas.
	<ul style="list-style-type: none"> Adsorção do azul de metileno Expansibilidade 	Método simples. Bom índice da expansibilidade e desagregabilidade das rochas brandas silto-argilosas. Método útil para avaliar a susceptibilidade à água.

Quadro 2.2 – Quadro resumo das principais técnicas de caracterização de rochas e maciços rochosos de baixa resistência (continuação).

Categoria	Tipo	Observações
Ensaio de Laboratório	<ul style="list-style-type: none"> Resistência à compressão uniaxial 	O ensaio mais utilizado em mecânica das rochas. Muito útil para comparar os diversos tipos de rochas brandas.
	<ul style="list-style-type: none"> Resistência à compressão triaxial 	Ensaio muito útil e mais representativo das condições <i>in situ</i> . O ensaio drenado permite determinar c' e ϕ' , o ensaio não drenado com medição de pressões intersticiais é importante para a caracterização do comportamento de arenitos brandos (o início da dilatação pode ser obtido medindo as pressões intersticiais).
	<ul style="list-style-type: none"> Ensaio de fluência em compressão triaxial 	As rochas brandas têm uma deformação dependente do tempo de actuação das cargas. Este método pode contribuir para o conhecimento das características de fluência das rochas brandas.
	<ul style="list-style-type: none"> Deformabilidade: resistência à compressão uniaxial 	Método muito utilizado. Deve ser escolhido um dispositivo de medida que permita medir todas as deformações do material, inclusive as deformações pós-rotura.
	<ul style="list-style-type: none"> Corte directo 	Muito utilizado na determinação dos parâmetros de resistência ao corte, devido a requerer equipamento simples e de operação fácil.
	<ul style="list-style-type: none"> Consolidação 	Útil para a determinação da tensão de pré-consolidação.
Ensaio <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> Corte directo 	Útil na avaliação da resistência ao corte do maciço rochoso nomeadamente das descontinuidades, em obras de grande envergadura tais como barragens, pontes, grandes edifícios, etc.
	<ul style="list-style-type: none"> Deformabilidade: <ol style="list-style-type: none"> Ensaio de carga com placa 	Útil na avaliação da deformabilidade de maciços rochosos de baixa resistência. O custo elevado e a morosidade de execução são as suas maiores desvantagens.
	<ol style="list-style-type: none"> Dilatómetro 	Utilização muito condicionada em maciços rochosos de baixa resistência, devido à dificuldade em se conseguir um furo de sondagem homogéneo com diâmetro constante nomeadamente em arenitos brandos.
	<ol style="list-style-type: none"> Pressiómetro 	Mais adequado para aplicação a maciços terrosos. Com o pressiómetro autoperfurador desenvolvido para rochas brandas, têm sido obtidos bons resultados nestes materiais.
	<ul style="list-style-type: none"> Estado de tensão <i>in situ</i> 	A experiência sobre a medição de tensões <i>in situ</i> em rochas brandas é ainda reduzida. A escolha do método mais apropriado depende das características do maciço rochoso em estudo.

Quadro 2.2 – Quadro resumo das principais técnicas de caracterização de rochas e maciços rochosos de baixa resistência (continuação).

Categoria	Tipo	Observações
Ensaio <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Permeabilidade: <ol style="list-style-type: none"> 1) Injecção de água sob pressão 	Método mais versátil pois permite caracterizar materiais com permeabilidades bastante diferentes. As principais dificuldades estão relacionadas com perdas de água devido a mau ajustamento dos obturadores à parede do furo e com a fracturação hidráulica.
	<ol style="list-style-type: none"> 2) Ensaio de bombagem 	Bons resultados, mas o método é bastante oneroso.
	<ul style="list-style-type: none"> • Prospecção geofísica: <ol style="list-style-type: none"> 1) Sísmica 	Método pouco eficiente, devido ao reduzido contraste de velocidades de propagação das ondas elásticas entre as rochas brandas e entre estas e os solos. Este facto dificulta a diferenciação de horizontes com propriedades dinâmicas distintas.
	<ol style="list-style-type: none"> 2) Resistividade eléctrica 	Este método permite realizar uma prospecção vertical para investigar a variação vertical da resistividade do terreno e uma prospecção horizontal para investigar a variação da resistividade devido <i>e.g.</i> a uma falha.
	<ol style="list-style-type: none"> 3) Geotomografia 	Técnica de aplicação recente em rochas brandas utilizando ondas elásticas, resistividade eléctrica ou ondas electromagnéticas.
Trabalhos experimentais a grande escala	<i>e.g.</i> aterros experimentais, escavações experimentais	Muito úteis. A principal desvantagem é o seu custo elevado, o que só os torna viáveis em obras de grande envergadura.

CAPÍTULO 3
ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

3 - Enquadramento geológico

3.1 - Geomorfologia

A mancha de terrenos do Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA), do Carbónico marinho, abrange parte da região do Alentejo e norte do Algarve e tem uma área de cerca de 8000 Km².

A referida mancha tem uma forma, aproximadamente trapezoidal, com vértices situados próximo de Grândola (v.g. de Atalaia), Santana de Cambas (perto de Mértola), Castro Marim e Vila do Bispo. O Grupo do Flysch do Baixo Alentejo, ocupa quase todo o Baixo Alentejo e o norte do Algarve; estende-se entre o litoral alentejano até ao rio Guadiana e prolonga-se para além deste rio, através de Espanha, pela província de Huelva.

Devido à sua grande extensão este grupo de formações de tipo “*flysch*”, constituído pelas unidades de Mértola (2760 Km²), de Mira (3790 Km²) e de Brejeira (1450 Km²), tem uma grande representatividade na zona tectono-paleogeográfica em que está integrado, a Zona Sul Portuguesa.

Do ponto de vista geomorfológico, o território português não tem relevos acentuados (72% da área de Portugal corresponde a altitudes inferiores a 400m), apresentando um contraste acentuado entre as regiões setentrional e meridional, cuja separação se faz pelo rio Tejo, ou mais exactamente, pelos relevos da Cordilheira Central orientada na direcção NE-SW ou ENE-WSW (Teixeira, 1981).

A região meridional de Portugal que abrange a área de estudo do presente trabalho, é caracterizada por peneplanícies de cota média pouco elevada e depressões extensas. Convém salientar que 62% da área desta parte do território, corresponde a altitudes inferiores a 200 m; os terrenos de altitude inferior a 400 m correspondem a 97% da área da região; os relevos mais acentuados são raros e afastados, e os terrenos com altitude acima dos 700 m representam apenas 0,2% da área enquanto que os terrenos com altitude entre 400 e 700 m apenas 2,8%, tais como as Serras de Monchique (902 m), Caldeirão (589 m), Vigia (589m) e Grândola (325 m), na área em estudo (Teixeira, 1981).

As principais características da geomorfologia da região meridional de Portugal estão relacionadas com as duas extensas bacias do Tejo e do Sado e ainda com a imensa peneplanície que se estende para leste e para sul, constituindo a maior unidade geomorfológica de Portugal (Ribeiro *et al.*, 1991).

A peneplanície do Baixo Alentejo, trata-se de uma aplanção extensa, a uma cota média de 200 m, por vezes muito perfeita, como por exemplo na área a oeste e sudoeste de Beja, outras vezes com ondulações suaves que correspondem a relevos residuais tais como, a Serra de Ficalho (518 m), perto da fronteira com Espanha e a Serra de Alcaria Ruiva (371 m), na área de Mértola. Ambas são constituídas por um conjunto de três alinhamentos paralelos, orientados WNW-ESE, segundo a direcção hercínica. Apenas se verifica um forte rejuvenescimento da peneplanície nas proximidades do rio Guadiana, que corre encaixado mais de 100 m, e dos seus afluentes principais (Feio, 1951).

A peneplanície alentejana resulta de um nivelamento, por erosão indiferenciada de terrenos constituídos por materiais distintos tais como, xistos siliciosos, xistos argilosos, grauvaques, dioritos, gabros, pórfiros, granitos e alguns mármore (e.g. S. Brissos). Os quartzitos e os

dolomitos, em regra, formam relevos residuais muito salientes (Serras de Alcaria Ruiva e de Ficalho). Na área de Beja, a altitude da peneplanície é de 200-230 m, mas ocorrem com frequência, áreas com cotas de 160-180 m e áreas bastante mais elevadas, no leste e no sul da peneplanície, que atingem 250 a 300 m de altitude (Feio, 1951).

Considerada como a unidade fundamental do relevo do Alentejo, a peneplanície é limitada a norte pela Serra de Portel, um *horst* de orientação E-W, onde sobressai a escarpa da Vidigueira, um relevo que se eleva abruptamente 150-200 m acima da peneplanície. A oeste a peneplanície é limitada pela Bacia do Sado, pelo maciço marginal que acompanha a planície litoral, formado por duas serras litorais, a Serra de Grândola (325 m) e a Serra do Cercal (377 m), e ainda por um relevo interior, tectónico constituído pela Serra da Vigia (403 m). A leste a peneplanície eleva-se para formar a Serra de Barrancos, um relevo tectónico importante que sobe gradualmente de NW para SE, desde os 200 metros de altitude, perto da Amareleja, e os 500-600 m de altitude, terminando abruptamente numa escarpa de falha, junto ao rio Chança (Feio, 1951).

De acordo com Ribeiro *et al.* (1991), no limite sul da peneplanície do Baixo Alentejo, levantam-se relevos tectónicos importantes que constituem a Serra do Algarve, formada por duas partes que contactam entre si pela portela de São Bartolomeu de Messines (161 m), uma depressão que, segundo Feio (1951), corresponde a um acidente tectónico de orientação NW-SE.

A parte oriental, ou Serra do Caldeirão, tem uma forma aproximadamente elíptica e é bastante assimétrica. No flanco norte é formada por um empolamento da peneplanície do Baixo Alentejo, a qual sobe de forma imperceptível entre Castro Verde (240 m) e Almodôvar (310 m), subindo muito após esta povoação de forma contínua até ao cimo da serra (578 m). O flanco leste, virado para o Rio Guadiana está muito erodido devido às ribeiras importantes que correm para este lado (Foupana, Odeleite e Beliche). No flanco sul da Serra do Caldeirão a inclinação é mais acentuada e variada devido ao vigor da tectónica no contacto com as formações mesozóicas. Toda a Serra do Caldeirão é constituída por xistos e grauvaques do FBA; estes turbiditos bastante atacados pela erosão, originam um relevo característico constituído por cones de cimos arredondados próximos e da mesma altura (Feio, 1951).

A parte ocidental da Serra do Algarve, ou Serra de Monchique, é formada por duas áreas de morfologia completamente distinta; um patamar constituído por xistos e grauvaques do FBA, mais brandos, caracterizado por numerosos cabeços nivelados a 300-400 m, e um maciço eruptivo formado por dois grandes relevos residuais de sienitos nefelínicos que se elevam a 902 metros (Foia) e 774 metros (Picota), separados por uma grande depressão (Ribeiro *et al.*, 1991). O maciço sienítico, com inclinações acentuadas mas com formas suaves, eleva-se acima dos cabeços constituídos pelos turbiditos do FBA, e não parece ser um relevo de origem tectónica pois as vertentes são em regra arredondadas e não correspondem a escarpas de falha, o que leva a concluir que se trata de um relevo originado por erosão diferencial (Feio, 1951).

A planície litoral do Alentejo (ou seja, a parte da superfície compreendida entre o mar e o primeiro alinhamento de acidentes, orientado de Norte a Sul), entre o Sado e Sagres, tem uma largura entre 5 a 15 Km, com altitudes que não ultrapassam os 150 m e com declives entre 0,5 e 1,5 % (Feio, 1951).

O litoral entre Sines e a região a sul do v.g. de Torre de Aspa, é quase sempre escarpado, com arribas muito altas, sendo talhado em rochas do Paleozóico (em regra, xistos e grauvaques pertencentes ao FBA, do Carbónico Marinho), que ocorrem sob uma cobertura de terrenos quaternários que raramente atinge os 20 metros de espessura.

A sul da foz do rio Mira, a costa é mais sinuosa com pequenas enseadas mas sempre de arriba, por vezes muito alcantilada, como se verifica na região do Cabo Sardão.

Em certos locais, como na zona da Bordeira e Vila do Bispo, a planície litoral passa a uma superfície sem depósitos e bastante erodida que se estende para o interior (Feio, 1951).

3.2 - Geologia Regional

3.2.1 - Maciço Ibérico

A região enquadra-se no designado Maciço Ibérico (MI) ou Hespérico que representa o ramo sudoeste do Arco Ibero-Armoricano da Cadeia Varisca da Europa Ocidental (Dias & Ribeiro, 1994), constituindo o mais extenso afloramento de rochas pré-pérmicas da Península Ibérica (Ribeiro *et al.*, 1979, 1990).

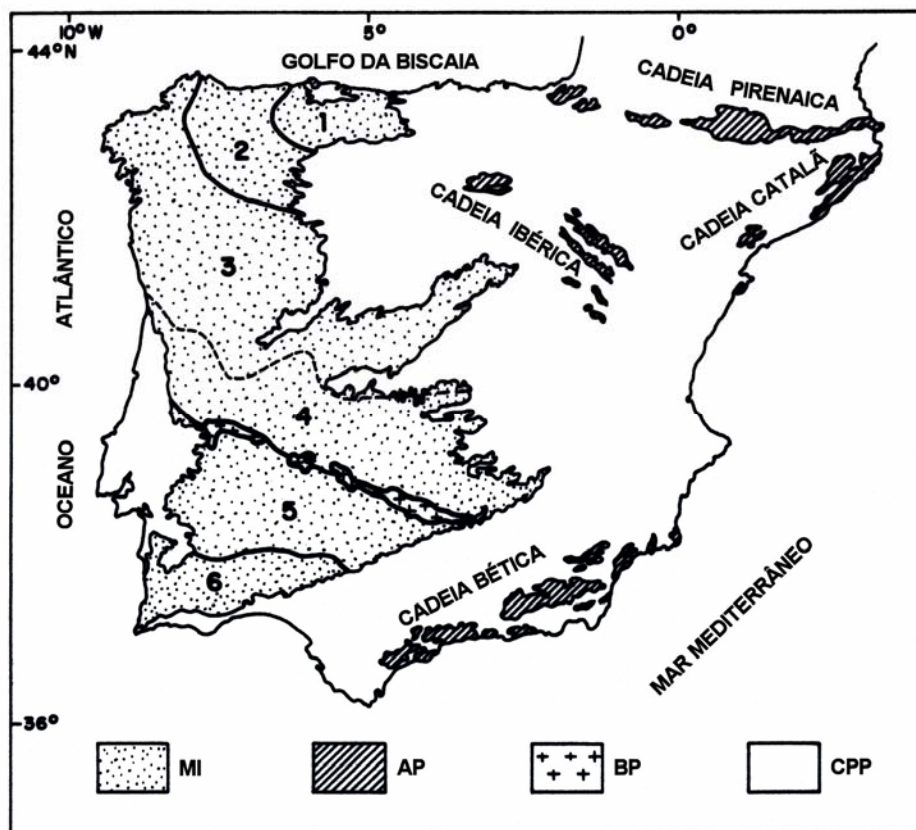


Fig. 3.1 – Afloramentos paleozóicos e precâmbrios na Península Ibérica. MI – Maciço Ibérico (subdivisão em zonas segundo Lotze (1945) e Julivert *et al.* (1974): 1- Zona Cantábrica; 2 – Zona Oeste Astúrio-Leonesa; 3 e 4 – Zona Centro-Ibérica de Julivert *et al.* (1974), incluindo as Zonas Galaico-Castelhana (3) e Alcludiana (4); 5 – Zona Ossa-Morena; 6 – Zona Sul Portuguesa); AP – Afloramentos paleozóicos e precâmbrios nas Cadeias Alpinas; BP – Batólito de Pedroches; CPP – Cobertura pós-paleozóica (adaptado de Ribeiro *et al.*, 1990).

O MI ocupa a maior parte de Portugal e o seu contacto com as orlas mesocenozóicas é caracterizado por um significativo desnível do relevo (Gonçalves, 1998).

O MI foi subdividido, em função das suas características estratigráficas, estruturais e metamórficas, em cinco zonas tectono-paleogeográficas principais (Figura 3.1), de Norte para Sul: 1) Zona Cantábrica; 2) Zona Oeste Astúrio-Leonesa; 3) Zona Centro-Ibéica; 4) Zona Ossa-Morena; 5) Zona Sul Portuguesa (Lotze, 1945; Julivert *et al.*, 1974). Refira-se que o limite entre a Zona Centro-Ibéica e a Zona Ossa-Morena, definido por Julivert *et al.* (1974), ao longo do batólito de Pedroches, não é aceite com unanimidade. Vários autores (*e.g.* Robardet, 1976; Chacón & Pascual, 1979), são da opinião que o limite entre estas duas zonas tectono-paleogeográficas, continue pela zona de cisalhamento Badajoz-Córdova. A divisão entre as principais zonas tectono-paleogeográficas é feita por grandes e profundos acidentes tectónicos, com continuidade para o ramo Norte do Arco Ibero-Armoricano (Silva, 1989; Pereira, 1999).

Trabalhos recentes (*e.g.* Coney *et al.*, 1980; Blake *et al.*, 1982; Howell & Jones, 1984; Howell *et al.*, 1985), sugerem que muitas cadeias orogénicas são constituídas por unidades estruturais (designadas por terrenos tectonoestratigráficos), com características estratigráficas, estruturais e metamórficas contrastantes (Ribeiro *et al.*, 1990).

Terrenos tectonoestratigráficos de diversas origens foram acrecionados em períodos distintos do Paleozóico, como consequência de um processo tectónico de convergência, relacionado com o fecho do oceano Rheic e do oceano Theic (proto-Thetys) (Windley, 1995).

Uma análise detalhada do MI, permitiu definir quatro unidades principais de terrenos (Ribeiro *et al.*, 1987, 1990), a saber: i) Terreno autóctone, extenso (Terreno Ibérico), composto por margens embricadas e por núcleos paraúctones, incluindo as Zonas Cantábricas, Oeste Astúrio-Leonesa, Ossa-Morena e Centro-Ibéica (Julivert *et al.*, 1974); ii) Terrenos Exóticos Oceânicos relativamente ao Terreno Ibérico que ocorrem tanto no Norte da Zona Centro Ibérica (Complexos de Cabo Ortegal, Ordoñez, Bragança e Morais), assim como no Sul do Terreno Ibérico, constituindo a unidade do Pulo do Lobo, a qual inclui o Complexo Ofiolítico de Beja-Acebuches (Munhá *et al.*, 1986); iii) Terrenos Continentais Exóticos do Noroeste; iv) Terreno Suspeito Sul Português, correspondendo à Zona Sul Portuguesa (Julivert *et al.*, 1974), estando separado do Terreno Ibérico, pela unidade oceânica do Pulo do Lobo (Figura 3.2).

O registo tectonoestratigráfico do Segmento Hercínico Ibérico, permite distinguir zonas internas e externas. Nas zonas internas as formações do Paleozóico inferior e do Precâmbrico predominam, a deformação é mais acentuada e precoce, o metamorfismo regional é de grau mais elevado e as intrusões contemporâneas da Orogénese são mais extensas. Nas zonas externas as formações do Paleozóico superior predominam, a deformação é menos intensa e mais tardia, o metamorfismo regional é de grau mais baixo e as intrusões contemporâneas da Orogénese são mais raras.

O Terreno Ibérico Português é constituído por duas zonas internas: a Zona Centro-Ibéica e a Zona Ossa-Morena, e por uma zona externa, conhecida por Zona Sul Portuguesa.

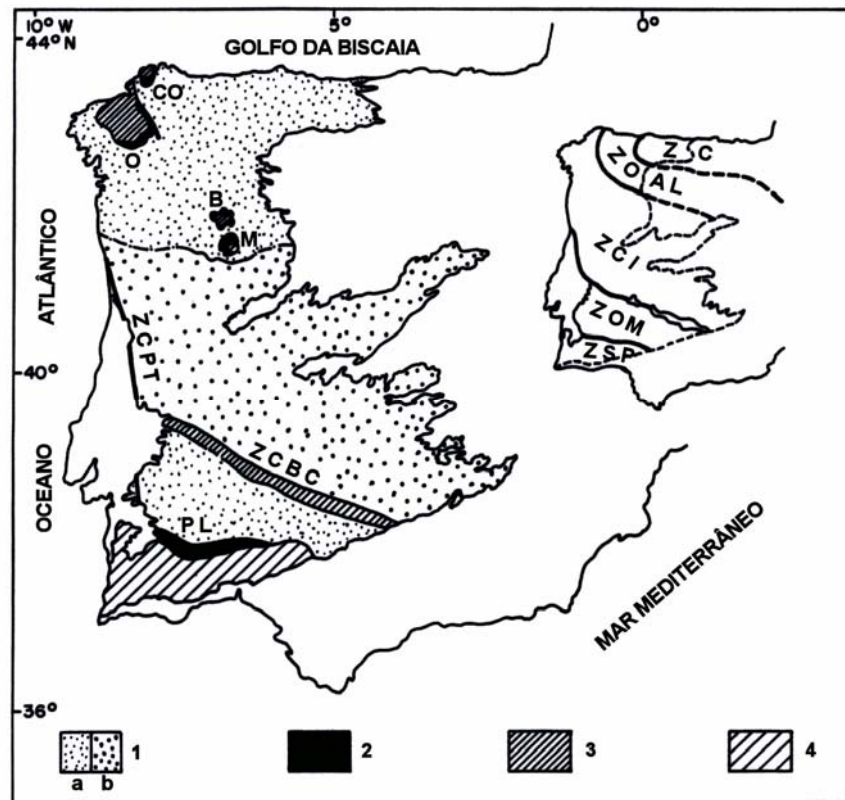


Fig. 3.2 – Mapa de terrenos simplificado proposto para o Maciço Ibérico. 1 – Terreno Ibérico: a) margens imbricadas; b) núcleos parautoctones; 2 – Terrenos exóticos oceânicos: PL – Terreno Ofiolítico de Pulo do Lobo; CO – Cabo Ortegal; O – Ordoñes; B – Bragança; M – Morais; 3 – Terrenos Continentais Exóticos do Noroeste; 4 – Terreno Suspeito Sul Português; ZCBC – Zona de Cisalhamento de Badajoz-Córdova; ZCPT – Zona de Cisalhamento de Porto-Tomar. Divisão proposta por Julivert *et al.* (1974), no canto superior direito da figura (ZC – Zona Cantábrica; ZOAL – Zona Oeste Asturiano-Leonesa; ZCI – Zona Centro-Ibérica; ZOM – Zona Ossa-Morena; ZSP – Zona Sul Portuguesa). Adaptado de Ribeiro *et al.* (1990).

3.2.2 - Zona Sul Portuguesa

3.2.2.1 - Estratigrafia

Os locais estudados no presente trabalho integram as formações do Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA), o qual constitui um dos domínios estratigráficos da Zona Sul Portuguesa (ZSP).

A ZSP, com unidades quase exclusivamente do Paleozóico superior, constitui a zona tectonoestratigráfica mais meridional do MI, ao Terreno Sul Português (Figura 3.2). É limitada a Norte por uma importante zona de sutura, onde se localiza o designado Complexo Ofiolítico de Beja-Acebuches (COBA), (Quesada *et al.*, 1994; Fonseca, 1995, 1997; Munhá *et al.*, 1986).

Este complexo é considerado um fragmento de litosfera oceânica (Munhá *et al.*, 1986; Quesada *et al.*, 1994), com características geoquímicas do tipo N/MORB-T, no qual se

identificam diversos domínios de características estratigráficas, estruturais e metamórficas distintas, numa sequência com uma natureza extremamente desmembrada a justificar a designação de COBA. Esta sequência, segundo Quesada *et al.* (1994), inclui da base para o topo: i) uma secção do manto (serpentinóis, cumulados ultramáficos); ii) crosta inferior (metagabros, gabros tipo “flaser”, plagiogranitos); iii) crosta superior (complexo dique em dique, anfíbolitos, metabasaltos e metassedimentos).

Os anfíbolitos de Beja-Acebuches apresentam características geoquímicas que indicam uma origem nas proximidades de uma zona de subducção (Quesada *et al.*, 1994).

Imediatamente a sul do COBA, ocorre uma unidade metassedimentar que é considerada um terreno exótico oceânico (Ribeiro *et al.*, 1990), designado por Quesada *et al.* (1994), como Terreno Acrecionário do Pulo do Lobo (TAPL).

Na divisão clássica em zonas tectonoestratigráficas do MI, o TAPL é incluído na ZSP, com a denominação de domínio do Antiforma do Pulo do Lobo, conjuntamente com outros quatro domínios diferentes: i) Complexo Ofiolítico Beja-Acebuches; ii) Faixa Piritosa; iii) Grupo do Flysch do Baixo Alentejo; e iv) Sudoeste de Portugal (Antiforma de Aljezur e da Bordeira), dado que o limite entre a ZSP e a Zona Ossa-Morena (ZOM), é considerado ocorrer ao longo do cavalcamento de Ferreira-Ficalho (Oliveira, 1990).

O limite entre ZOM/ZSP, é um assunto que tem suscitado alguma controvérsia entre os especialistas. A maioria dos autores considera como limite entre ZOM/ZSP, o cavalcamento de Ficalho, enquanto que outros consideram que o limite entre estas duas zonas está situado no cavalcamento de Santa Bárbara mais a Sul. Entre estes dois acidentes tectónicos, existem terrenos intensamente deformados durante a Orogenia Hercínica, nos quais se inclui o subdomínio do Antiforma do Pulo do Lobo.

As rochas basálticas que constituem o muro desta unidade, com características oceânicas e os aspectos ofiolíticos do Anfíbolito de Acebuches de natureza toleítica, permitiram considerar o domínio do Pulo do Lobo (s.l.), uma zona nova na constituição do MI, independente tanto da ZOM, como da ZSP, com a natureza de um terreno tectonoestratigráfico exótico de origem oceânica (Gonçalves, 1998). Actualmente, o TAPL é interpretado como sendo um prisma acrecionário, ou seja, uma mistura de litótipos de várias naturezas, acumulados junto a uma fossa oceânica. A sua estratigrafia nos níveis inferiores, tem um carácter metassedimentar detrítico, com a ocorrência de episódios vulcânicos com características geoquímicas do tipo N-MORB, passando para o topo a uma sedimentação do tipo “flysch” com intercalações de “mélanges” ofiolíticas, característica de sequências sinorogénicas (Quesada *et al.*, 1994).

Em síntese, o Terreno Sul Português, situado na extremidade sul do MI está separado do Terreno Ibérico, através do Terreno Ofiolítico Meridional que é constituído pelo COBA e pelas sequências oceânicas associadas do TAPL. A presença desta unidade oceânica a separar duas unidades, tipicamente continentais, significa que o limite entre estas unidades é uma zona de sutura, facto relevante na Cadeia Hercínica Europeia na qual, não é comum evidências deste género.

Para sul do TAPL, a estratigrafia da ZSP é confinada ao Paleozóico superior do Terreno Sul Português (Silva, 1989). Neste Terreno, de Norte para Sul, podem ser identificados três domínios estratigráficos: Faixa Piritosa, Grupo do Flysch do Baixo Alentejo e Domínio Sudoeste Português (Figura 3.3).

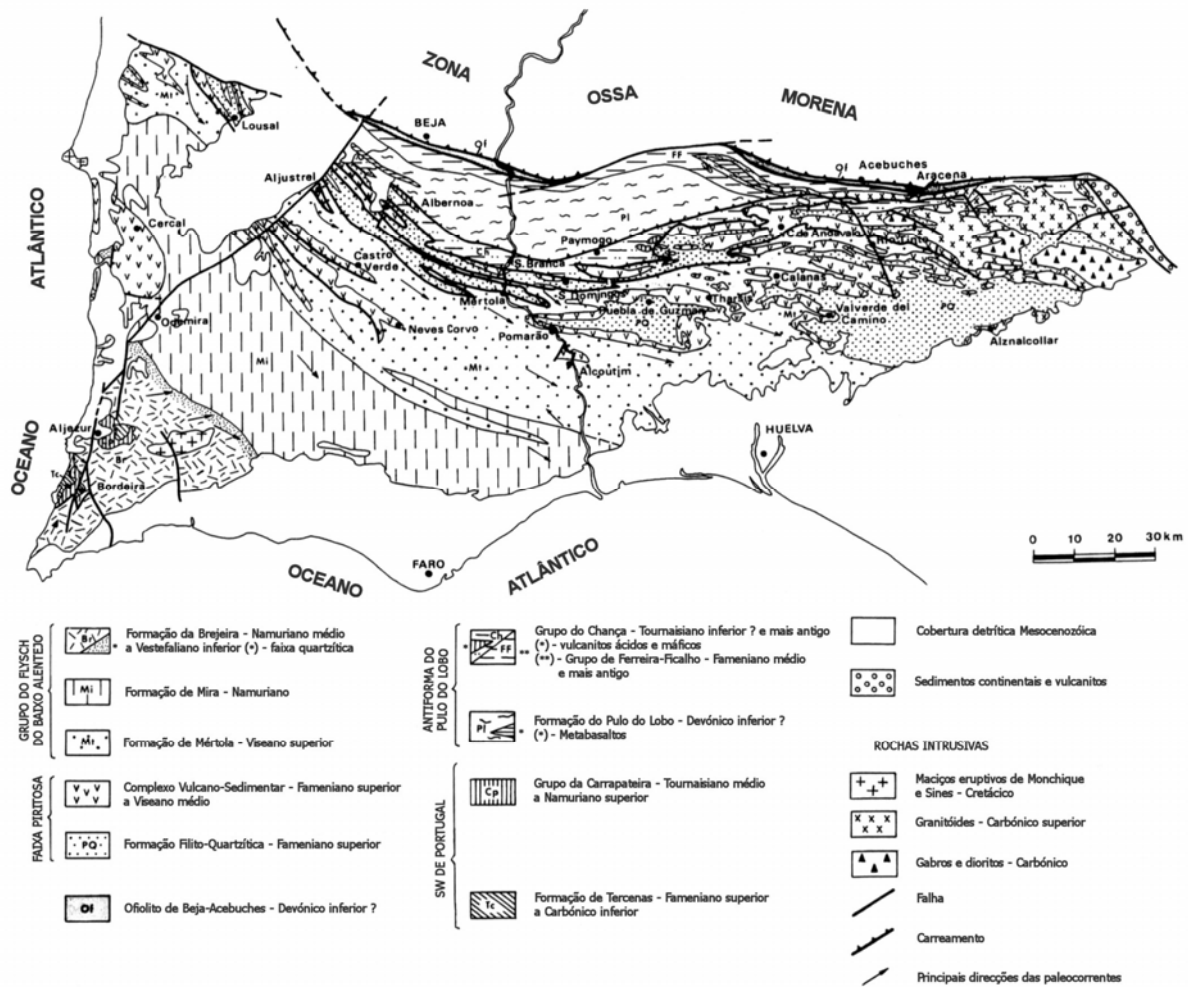


Fig. 3.3 – Mapa geológico da Zona Sul Portuguesa (adaptado de Oliveira, 1990)

Não cabe, no âmbito do presente trabalho, uma informação mais detalhada sobre a estratigrafia, tectónica, metamorfismo, petrologia e geoquímica da ZSP, pelo que se sugere alguma bibliografia mais especializada (Oliveira *et al.*, 1979; Oliveira, 1983, 1990; Ribeiro & Silva, 1983; Silva *et al.*, 1990; Munhá, 1990; Barriga, 1990; Quesada *et al.*, 1994; Pereira, 1997).

A estratigrafia da Faixa Piritosa inclui um substrato detrítico, constituído pela Formação Filito-Quartzítica (FFQ), do Fameniano médio a superior, e pelo Complexo Vulcano-Sedimentar (CVS), suprajacente, com idade estimada entre o Fameniano superior e o Viséano superior.

Este complexo consiste numa sequência vulcano-sedimentar constituída por uma associação de vulcanismo bimodal, com intercalações de sedimentos vulcanogénicos e terrígenos, na qual se enquadram os jazigos de sulfuretos maciços metálicos da Faixa Piritosa (Neves Corvo, Aljustrel, Rio Tinto, etc).

O substrato detrítico é constituído por um conjunto de sedimentos terrígenos e biogénicos (calcários), subjacente ao CVS. Este substrato engloba a Formação de Barranco do Homem, constituída por associações de grauvaques, quartzograuvaques, siltitos e raros conglomerados, com espessuras decamétricas, dispersos em siltitos e pelitos finamente estratificados. Assim a FFQ é constituída, em regra, por sucessões de quartzitos a alguns quartzograuvaques, em bancadas de espessura centimétrica a métrica, com intercalações de níveis pelíticos. No topo da FFQ ocorrem, em regra, calcários bioclásticos fossilíferos intercalados em pelitos.

Devido a aspectos tectonoestratigráficos a Faixa Piritosa é dividida em dois subsectores: i) o subsector de Pomarão-Castro Verde que constitui o ramo meridional, englobando os anticlinais de Pomarão, Alcoutim e Rosário, no qual, as estruturas tectónicas enraizadas permitem a fácil identificação da sequência estratigráfica; ii) o subsector de Mértola-Albernoa constituindo o ramo setentrional parautóctone, onde a deformação é acentuada, dificultando a identificação da sequência estratigráfica. Neste último subsector, reconhecem-se dois tipos de estruturas tectónicas: i) estruturas autóctones que permitem o afloramento do CVS, nomeadamente, os antiformas na região da Mina de São Domingos, Serra Branca e Albernoa; ii) estruturas alóctones associadas aos mantos de carreamento de Galé-Cela e de Mértola que englobam litologias do substrato devónico e do CVS (Ribeiro & Silva, 1983; Silva, 1989; Silva *et al.*, 1990; Oliveira, 1990).

Relativamente ao estudo estratigráfico dos terrenos carbónicos do Domínio Sudoeste Português a revisão da cartografia do antiforma de Aljezur e, da parte norte do antiforma da Bordaia, na década de setenta, permitiu o reconhecimento das unidades litoestratigráficas regionais e da sua importância paleogeográfica (Oliveira *et al.*, 1979). Trabalhos recentes, de índole estratigráfica conduziram a uma melhor datação e caracterização das unidades deste Sector (Oliveira *et al.*, 1985; Pereira, 1997).

No Sector Sudoeste Português a sequência começa com a Formação de Tercenas, uma unidade detrítica do Fameniano superior, constituída por uma alternância rítmica de xistos cinzentos, siltitos e arenitos bioturbados, em que a relação areia/argila e a espessura das bancadas aumenta de forma gradual dos níveis inferiores para o topo da unidade. Esta unidade é seguida do Grupo da Carrapateira, constituído pelas formações de Bordaite, de Murração e de Quebradas, de idade Tournaisiano médio a superior, Viseano e Namuriano respectivamente. A sequência encontra-se coberta por turbiditos da Formação da Brejeira de idade Vestefaliano inferior.

As unidades do Grupo da Carrapateira estão intimamente relacionadas entre si, devido à sua litologia e distribuição espacial.

A Formação de Bordaite é uma unidade terrígena constituída por xistos e siltitos, sendo caracterizada pela presença de nódulos e lenticulas siliciosas com pirite.

A Formação de Murração é bastante mais heterogénea do que a Formação de Bordaite. Esta heterogeneidade é caracterizada tanto pela variação vertical, como pela variação lateral que se observa nas litologias.

Na Formação de Quebradas são bastante mais frequentes os pelitos carbonosos ricos em pirite, com intercalações de calcários siliciosos, bancadas e nódulos ferro-manganíferos, lenticulas siliciosas, siltitos e horizontes com nódulos fosfatados no topo (Oliveira, 1984).

A percentagem elevada de pirite, indica que os sedimentos desta unidade do Grupo da Carrapateira, tenham sido depositados em ambientes calmos e redutores, típicos de águas pouco profundas (Oliveira, 1984).

3.2.2.2 - Metamorfismo

As sequências sedimentares do Paleozóico superior, com intercalações de rochas vulcânicas félsicas e máficas na ZSP, foram deformadas e metamorfizadas, em condições de baixo grau, durante a Orogenia Hercínica. Trata-se de um fenómeno complexo que envolve a sobreposição de um evento metamórfico regional a um evento de metamorfismo hidrotermal associado à génese dos jazigos de sulfuretos maciços da Faixa Piritosa.

De acordo com Munhá (1979), o vulcanismo teve lugar em ambiente submarino, tendo as rochas vulcânicas ácidas e básicas adquirido um carácter espilitico antes da actuação da tectónica hercínica e do metamorfismo regional associado. Estudos recentes acerca da petrogénese das rochas espiliticas e quartzo-queratófiras, bem representadas no CVS da Faixa Piritosa, demonstram que aquelas rochas constituem os produtos do metamorfismo hidrotermal de rochas basálticas/doleríticas (toleíticas a alcalinas) e de rochas riolíticas/dacíticas (crustais), respectivamente (Munhá, 1979; Munhá *et al.*, 1980; Munhá & Kerrich, 1980; Barriga & Kerrich, 1984).

O metamorfismo hidrotermal foi essencialmente não-isoquímico, produzindo um largo espectro de variação composicional a partir das rochas vulcânicas originais.

O metamorfismo regional na ZSP ocorre posteriormente ao episódio hidrotermal, sendo contemporâneo da primeira fase da deformação hercínica (Munhá, 1976). O grau de metamorfismo é baixo, registando-se um incremento para norte, desde a fácies zeolítica na parte sul da ZSP, passando pelas fácies da prenite-pumpeleite e dos xistos verdes na Faixa Piritosa, até à fácies dos xistos verdes na Formação do Pulo do Lobo. Munhá (1990), apresenta uma síntese da informação disponível acerca do metamorfismo na ZSP.

3.2.2.3 - Tectónica

A estrutura da ZSP, é caracterizada por uma tectónica do tipo pelicular, com o desenvolvimento de um complexo imbricado, com carreamentos e dobras que no conjunto definem uma vergência para sudoeste, com a diminuição da intensidade da deformação e metamorfismo na direcção referida. Devido às idades das formações serem progressivamente, mais recentes para sudoeste, é notória a existência de uma polaridade tectonometamórfica e paleogeográfica (Ribeiro & Silva, 1983; Silva, 1989; Silva *et al.*, 1990).

As fracturas predominantes associadas à tectónica tardi e pós-varisca têm orientação NE-SW e NW-SE, formando sistemas conjugados que estão associados à compressão final da Orogenia Varisca.

Além dos sistemas de fracturas, anteriormente referidos, verifica-se a existência de um sistema de fracturas com orientação próxima de N-S, que se julga constituir o sistema de fracturas tardi-hercínicas mais antigo.

A estrutura da ZSP é caracterizada ainda pela ocorrência de grandes fracturas, algumas profundas, como indica a intrusão de doleritos ao longo da falha de Messejana, um

deslizamento esquerdo, tardi-hercínico, NE-SW, com rejeito horizontal de 2-3 Km, o qual sofreu sucessivos rejogos até à actualidade.

3.2.3 - Grupo do Flysch do Baixo Alentejo

As áreas estudadas na presente dissertação, integram as unidades do domínio estratigráfico mais extenso da ZSP, designado por Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA).

As formações do FBA, são constituídas por espessas sequências de turbiditos onde as bancadas centimétricas a métricas de grauvaques, alternam com níveis de pelitos (s.l.), finamente estratificados, contendo, por vezes, intercalações de conglomerados. Estas formações tiveram origem em ambiente marinho, numa bacia de sedimentação do tipo geossinclinal, onde teria ocorrido uma forte subsidência, como resultado da acumulação dos detritos. Estas grandes massas de detritos, designadas por turbiditos, foram transportadas a grande velocidade e ao longo de grandes distâncias, por correntes turbidíticas originadas por escorregamentos submarinos.

Em simultâneo, com a primeira fase de deformação hercínica, terá ocorrido um evento metamórfico regional afectando estes depósitos com características de tipo “*flysch*”, em condições de baixo grau (zona da clorite).

O FBA é constituído pelas formações de Mértola, de Mira e da Brejeira, formando uma sequência detrítica progradante para sudoeste, com idades que vão desde o Viséano superior até ao Vestefaliano inferior (Oliveira, 1990).

A principal fonte de detritos, pelo menos da Formação de Mértola, está ligada à erosão das rochas da Faixa Piritosa, não sendo de excluir outras proveniências, tais como o Maciço de Beja.

As características estratigráficas, sedimentológicas e tectónicas destas unidades encontram-se definidas em trabalhos anteriores (Oliveira *et al.*, 1979; Oliveira, 1983, 1990; Ribeiro & Silva, 1983; Silva *et al.*, 1990), motivo pelo qual, apenas serão resumidos os aspectos mais relevantes.

O FBA consiste de uma possante sequência turbidítica, reconhecendo-se três formações principais que da base para o topo são:

i) Formação de Mértola

Esta unidade é a mais antiga das três unidades litoestratigráficas que constituem o FBA. O registo fóssilífero indica a idade Viséano superior. As suas características gerais foram descritas na região de Mértola (Oliveira, 1988).

Trata-se de uma sequência turbidítica, constituída por grauvaques siltitos, pelitos e intercalações de conglomerados, com todas as características de um depósito de tipo “*flysch*”. Os grauvaques ocorrem em bancadas com espessuras centimétricas a métricas, umas vezes maciças, outras vezes amalgamadas. Os conglomerados são do tipo organizado (com uma estratificação gradada), ou do tipo desorganizado, isto é, calhaus dispersos em matriz argilo-grauvacóide. Os pelitos apresentam-se finamente estratificados.

Os aspectos sedimentológicos anteriormente referidos, sugerem que estes turbiditos se tenham depositado em zonas proximais da bacia de sedimentação submarina. O estudo das paleocorrentes, na região de Mértola, evidencia um transporte predominante no sentido NNW-SSE. Nesta região, alguns dos níveis finamente estratificados, com uma espessura significativa (50 – 100 m), puderam ser utilizados como níveis-guia na cartografia regional (Oliveira, 1988).

Os pelitos e grauvaques finamente estratificados que constituem a base da Formação de Mértola, fazem a passagem gradual aos litótipos de CVS. No entanto, o contacto também ocorre directamente por intermédio de um nível espesso de grauvaques grosseiros, cuja explicação é atribuída a variações no mecanismo de deposição dos turbiditos. No topo, a Formação de Mértola passa de uma forma gradual à Formação de Mira através de um nível-guia, com uma espessura estimada em cerca de 100 metros, com fósseis de goniatites do Viséano superior e com uma percentagem de pelitos bastante superior à percentagem de grauvaques.

ii) Formação de Mira

Os fósseis de goniatites que ocorrem no nível-guia anteriormente referido indicam que a formação de Mira abrange, em idade, todo o Namuriano (Oliveira *et al.*, 1979).

A principal característica desta unidade é a predominância de turbiditos finamente estratificados, com baixa relação areia/argila, sendo particularmente evidente ao longo de uma faixa com alguns quilómetros de largura situada entre Santiago do Cacém, anticlinório do Cercal, Sabóia e S. Barnabé, indicando uma deposição em áreas mais longínquas das fontes de detritos. A norte desta faixa e na direcção do contacto com a Formação de Mértola, os turbiditos tornam-se mais grosseiros, e apresentam-se em bancadas espessas. A sul da referida faixa e na direcção do contacto com a Formação da Brejeira, verifica-se a tendência para os turbiditos se tornarem mais espessos e grosseiros, embora esta tendência não seja tão evidente como a que se verifica para norte daquela faixa.

A sedimentologia dos turbiditos indica que os sedimentos da Formação de Mira tenham sido depositados nas zonas externas da bacia de sedimentação, mais longínquas das fontes alimentadoras de detritos, as quais estariam localizadas, predominantemente, a norte e a leste.

iii) Formação da Brejeira

A unidade mais recente do FBA, designada por Formação da Brejeira, aflora na zona sudoeste da ZSP. De uma forma genérica é possível definir, nesta unidade, duas bacias de sedimentação com características sedimentológicas distintas.

Numa delas, do lado NE, localizada imediatamente a sul do limite com a Formação de Mira, ao longo da faixa com cerca de 5 a 10 Km de largura, entre o Cabo Sardão e S. Bartolomeu de Messines, passando pela Serra de Brejeira, os turbiditos são constituídos por quartzitos impuros em bancadas centimétricas a métricas, com intercalações de pelitos muito argilosos, cinzento azulados a negros, fossilíferos.

Na outra bacia, situada do lado SW, os turbiditos apresentam tendência para se tornarem, gradualmente, mais grauvacóides, diminuindo também a relação areia/argila. Nos

afloramentos situados mais a sul, ocorre uma nítida predominância das argilas em relação às areias. Não são conhecidas intercalações de conglomerados em toda a unidade.

O limite entre as formações de Brejeira e de Mira, é um limite litoestratigráfico que coincide com a ocorrência dos quartzitos impuros da base da Formação da Brejeira, cuja posição cronoestratigráfica é mal conhecida, atribuindo-se ao referido limite uma idade correspondente ao Namuriano médio a superior. O topo da Formação da Brejeira não é conhecido com rigor. O registo fossilífero, encontrado na região de Vale de Corvos, a norte de Portimão, indica idade Vestafaliano inferior para a parte superior da unidade.

Admite-se que os sedimentos da Formação da Brejeira, devido à sua maior maturidade, possam ter resultado da ressedimentação dos turbiditos anteriormente depositados.

As paleocorrentes indicam um transporte predominante para sudoeste e, com menos frequência, para sudoeste e noroeste. Estas paleocorrentes e a composição mais quartzítica dos turbiditos, muito diferentes dos turbiditos da Formação de Mira, com os quais contactam, permitem admitir que a fonte alimentadora de detritos poderá ter estado colocada a Oeste, algures no actual Oceano Atlântico e, portanto numa posição muito diferente das fontes alimentadoras das Formações de Mértola e de Mira (Oliveira, 1983).

Toda a sedimentação da FBA deverá ter sido controlada pela tectónica. As unidades litoestratigráficas que constituem o FBA, apresentam uma fase de deformação, designada por F1b, com vergência para sudoeste. Na área a norte, as dobras simétricas verticais predominam sobre as dobras assimétricas. A sul predominam as dobras assimétricas, com flancos longos normais e flancos curtos invertidos. A clivagem de fluxo tem orientação preferencial NW-SE, sendo em regra, paralela aos planos axiais das dobras (Silva *et al.*, 1990).

A inclinação da clivagem, em regra muito acentuada, diminui junto aos carreamentos. Esta variação está relacionada com a orientação, em direcção a sul, dos carreamentos, a qual afecta principalmente, os flancos invertidos das dobras (Silva *et al.*, 1990). A clivagem torna-se menos penetrativa, na direcção do Sul (Ribeiro, 1981). Quando a clivagem regional S1b, é pouco inclinada, como sucede no caso do Anticlinal do Cercal, é desenvolvida uma clivagem de crenulação pós-metamórfica (Ribeiro, 1983).

A região é bastante afectada por falhas tardi-hercínicas, com orientação NE-SW e N-S, resultando algumas delas da reactivação de antigas fracturas, como é o caso da Falha da Messejana. Estas fracturas favorecem a circulação de fluidos, conduzindo à formação de veios de quartzo, por vezes com pequenas quantidades de barite e carbonatos (Silva *et al.*, 1990).

3.3 - Hidrogeologia

A Zona Sul Portuguesa (ZSP), pode ser considerada como uma unidade hidrogeológica, constituída por três sectores: i) o Antiforma do Pulo do Lobo; ii) o Complexo Vulcano-Sedimentar da Faixa Piritosa e o Complexo Vulcano-Silicioso do Cercal; iii) o Grupo do Flysch do Baixo Alentejo. A nordeste, a ZSP contacta, com quatro sistemas aquíferos distintos: aquífero de Moura; aquífero dos Gabros de Beja; sistema aquífero de Évora-Montemor-Cuba e as rochas ígneas e metamórficas da Zona de Ossa Morena. A oeste, a ZSP contacta com o aquífero de Sines e com o sistema aquífero de Sado e de Alvalade, encontrando-se este último parcialmente sobreposto à ZSP (ERHSA, 2001).

Na área onde afloram as formações turbidíticas do Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA), o escoamento hídrico superficial dá-se sobretudo por três rios principais: Guadiana, Sado e Mira; no entanto, apenas este último desagua neste sector da ZSP.

A bacia hidrográfica do rio Mira, por se situar numa área de relevo mais acidentado, apresenta rede drenante densa, o que torna diferente das outras duas bacias hidrográficas; na bacia hidrográfica do rio Sado, pelo contrário, a densidade da rede é menor (ERHSA, 2001).

Além das três bacias hidrográficas referidas, devem ser ainda consideradas, na área onde se desenvolveu o presente trabalho, a bacia hidrográfica do rio Arade, o qual desagua na costa algarvia, a bacia das Ribeiras da Costa da Galé, a norte do rio Mira, e a bacia das ribeiras entre Mira e Seixe, a sul do rio Mira.

O clima, na região do Baixo Alentejo, apresenta como características principais, a temperatura média elevada, o Verão longo, quente e sem chuva, e Inverno moderado, com valores baixos de precipitação atmosférica (Ribeiro *et al.*, 1988).

Os valores anuais médios de precipitação estão associados com a distância ao mar e com o tipo de relevo. A principal variação que se verifica nos valores de precipitação, ocorre na direcção W-E, com 770 mm/ano na localidade de Cercal do Alentejo e 450 mm/ano no concelho de Mértola (ERHSA, 2001).

Na maioria dos rios e linhas de água da região do Baixo Alentejo, apenas se verifica escoamento durante a época das chuvas, encontrando-se os cursos de água secos, durante o Verão, excepto nas zonas mais profundas do curso fluvial, com nascentes, que mantêm a água durante todo o ano. Na época em que se registam grandes precipitações, o escoamento é torrencial, elevando-se num período de poucas horas, o nível da água dos rios, em regra com leitos muito encaixados, com a inundação das margens (Chambel, 1999).

O termo aquífero pode ser definido como a formação geológica que, permitindo circulação de água pelos seus poros ou fracturas, a pode ceder em quantidades economicamente aproveitáveis (Custódio & Llamas, 1983).

Os aquíferos do FBA, designam-se por aquíferos fracturados ou fissurados, porque a circulação da água realiza-se fundamentalmente, pelas fracturas da rocha. A caracterização hidrodinâmica de aquíferos fissurados é bastante complexa devido à grande variabilidade que se verifica frequentemente, na orientação e nas características físicas das discontinuidades, através das quais se realiza a circulação da água subterrânea.

A capacidade de infiltração directa é relativamente limitada nas rochas do FBA, embora nos grauvaques, com porosidade eficaz* mais elevada e mais fracturados, no que respeita ao escoamento subterrâneo da água, parece ser suficiente para permitir algum movimento. A quantidade de água que se pode infiltrar, depende não só da fácies litológica, como também da espessura de alteração superficial, em regra diminuta, e a distribuição espacial da fracturação.

Os xistos argilosos têm um comportamento praticamente impermeável, embora a água tenha alguma capacidade de penetração, quer na zona superficial mais alterada, quer nas zonas mais

* A porosidade eficaz é aqui entendida como a razão entre o volume de poros disponível para a circulação da água e o volume total da amostra.

fracturadas do maciço rochoso. Nas rochas pelíticas, o escoamento superficial, em regra predomina, mas a alternância de xistos argilosos e rochas de fácies mais grosseira, por vezes finamente estratificados, que é característica nas formações do FBA, permite taxas mais elevadas de infiltração da água de escorrência superficial, nos locais onde ocorrem rochas de granulometria grosseira, como os grauvaques e conglomerados, particularmente quando muito fracturadas (Chambel, 1999).

No FBA, é possível a delimitação de algumas áreas onde as captações poderão ser mais ou menos produtivas (ERHSA, 2001). Deste modo, a zona compreendida entre Grândola e São Francisco da Serra, que coincide com a área da Serra de Grândola, revela um potencial hidrogeológico significativo. Embora não se encontrem captações com caudais de exploração relativamente elevados, a probabilidade de obter caudais superiores a 1 l/s é francamente superior à restante área do FBA. Os valores destes caudais poderão estar associados aos vestígios do Complexo Vulcano-Sedimentar da Faixa Piritosa e/ou ao relevo acidentado desta região. À excepção da área entre Grândola e São Francisco da Serra, contígua ao Complexo Vulcano-Sedimentar da Faixa Piritosa, os caudais de exploração são na generalidade inferiores a 1 l/s, na restante área do FBA. Devido à grande extensão deste sector, ocorrem casos pontuais, em que são encontrados caudais bastante superiores a 1 l/s. Os caudais mais elevados estão em regra, associados a maciços muito fracturados, constituídos por grauvaques, especialmente de grão grosseiro, e com abundância de quartzo. Os caudais mais baixos estão associados a áreas em que predominam os xistos argilosos, verificando-se a tendência para a colmatação das fracturas por argila. Os caudais de exploração nas formações turbidíticas do FBA, são mais elevados a norte que a sul deste Sector da ZSP, devido aos turbiditos da Formação de Mértola serem mais grosseiros que os turbiditos da Formação de Mira, na qual predominam as rochas pelíticas.

Segundo ERHSA (2001), as principais limitações que se colocam à utilização das águas subterrâneas do FBA, podem ser agrupadas da forma seguinte:

- condutividade eléctrica, dureza total, cloreto, sódio e outros iões principais;
- ferro, manganês, alumínio;
- caudal disponível.

CAPÍTULO 4

ESTUDO EXPERIMENTAL DAS ROCHAS DO FLYSCH DO BAIXO ALENTEJO

4 - Estudo experimental das rochas do Flysch do Baixo Alentejo

4.1 - Metodologia

Neste capítulo descrevem-se os estudos laboratoriais realizados sobre materiais rochosos das formações do Grupo Flysch do Baixo Alentejo (FBA), tendo por objectivo contribuir para a determinação das principais propriedades físicas, mecânicas e de alterabilidade destes materiais e avaliar quais as mais adequadas para a sua caracterização geotécnica. Os materiais ensaiados foram ainda caracterizados do ponto de vista químico e mineralógico.

A investigação desenvolvida no âmbito do presente trabalho compreendeu três fases distintas: a) recolha de informação; b) trabalhos de campo; c) ensaios laboratoriais. No Quadro 4.1, sintetiza-se as diversas fases de investigação, destacando-se as principais acções desenvolvidas.

Quadro 4.1 – Síntese dos trabalhos desenvolvidos para o estudo experimental das rochas do Flysch do Baixo Alentejo.

FASES	ACÇÕES DESENVOLVIDAS
Recolha de informação	<ul style="list-style-type: none">• Recolha de informação geológica e geotécnica relativa ao tema sobre as rochas e maciços de baixa resistência.• Compilação de informação cartográfica da região a investigar.• Consulta de relatórios geotécnicos de obras implantadas na área em estudo.• Estudo dos fundamentos, capacidades e limitações das técnicas de ensaio seleccionadas.
Trabalhos de campo	<ul style="list-style-type: none">• Reconhecimento geológico de superfície visando a identificação dos principais tipos de maciços rochosos de baixa resistência existentes na região do Alentejo e a selecção das formações com maior interesse.• Escolha dos locais de amostragem. Amostragem.
Ensaio de laboratório	Caracterização química e mineralógica
	DRX
	FRX
	Massa Volúmica
	Porosidade
	Índice de Vazios
	Ensaio físicos e complementares
	Desgaste em meio aquoso
	Expansibilidade
	Absorção de azul de metileno
Ensaio de previsão da alterabilidade	Ataque pela água oxigenada
	Ataque pelo sulfato de magnésio
Ensaio mecânicos	Carga pontual
	Resistência à compressão uniaxial
	Deformabilidade
	Corte e deslizamento de diaclases
	Velocidade de propagação de ultra-sons

Nas secções seguintes, descreve-se a metodologia adoptada referindo os procedimentos relacionados com a amostragem e a realização dos ensaios de laboratório, com uma descrição sucinta das técnicas realizadas.

4.2 - Recolha de informação e investigação de campo

O trabalho teve início com uma pesquisa bibliográfica sobre o tema “rochas e maciços rochosos de baixa resistência”, de forma a permitir situar e apresentar o estado actual do conhecimento sobre o tema em geral, exposto no Capítulo 1 e no Capítulo 2, sendo particularmente aprofundada, sobre os materiais rochosos do FBA.

Essa pesquisa incluiu a recolha de informação geológica e geotécnica, nomeadamente, registos de sondagens, ensaios de laboratório e *in situ*, pertencente a obras de engenharia implantadas nestas formações turbidíticas.

Seguiu-se uma pormenorizada investigação de campo, tendo os trabalhos de campo sido desenvolvidos em duas etapas principais: 1) **reconhecimento geológico de superfície**; 2) **amostragem**.

1) Reconhecimento geológico de superfície

Foi efectuado um reconhecimento geológico de superfície que numa fase preliminar, teve como objectivo identificar os principais maciços de baixa resistência da região do Alentejo, nomeadamente, os maciços xistosos distribuídos pelas zonas paleogeográficas Ossa Morena e Sul Portuguesa do Maciço Ibérico ou Hespérico.

Dos maciços xistosos observados foi seleccionado como objecto de estudo, o **Grupo do Flysch do Baixo Alentejo**, dada a sua grande representatividade na geologia regional, abrangendo uma área aproximada de 8000 Km². Esta unidade é constituída por formações onde ocorrem pelitos (rochas consolidadas de grão fino, nomeadamente, siltitos e argilitos, com foliação causada por metamorfismo de baixo grau, geralmente designadas por xistos argilosos), e grauvaques com alguns conglomerados intercalados. As rochas pelíticas, no presente trabalho, serão designadas por xistos e/ou xistos argilosos (s.l.).

Numa fase seguinte, procedeu-se à selecção dos afloramentos mais favoráveis à realização da colheita de amostras dos xistos argilosos e dos grauvaques associados, com diferentes estados de alteração, com o objectivo de definir os locais de amostragem.

2) Amostragem

A informação obtida no reconhecimento geológico de superfície foi fundamental para uma adequada realização da amostragem, nomeadamente, no que se refere ao tipo e quantidade da amostra a colher, assim como, a sua mais conveniente localização no afloramento seleccionado.

Os métodos de amostragem foram seleccionados de forma a obter amostras representativas do material rochoso a caracterizar. Este último aspecto revelou-se particularmente difícil de satisfazer, devido à grande heterogeneidade que os maciços rochosos do FBA apresentam.

De acordo com o objectivo e com as técnicas distintas utilizadas na sua colheita, as amostras foram agrupadas em: i) **amostras de superfície**; ii) **amostras de profundidade**.

Na Figura 4.1 apresentam-se as localizações das diferentes áreas de amostragem referenciadas como: A (área de Santiago do Cacém); B (área de Almogrove); C (área de Almodôvar e Serra de Caldeirão) e D (área do Funcho).

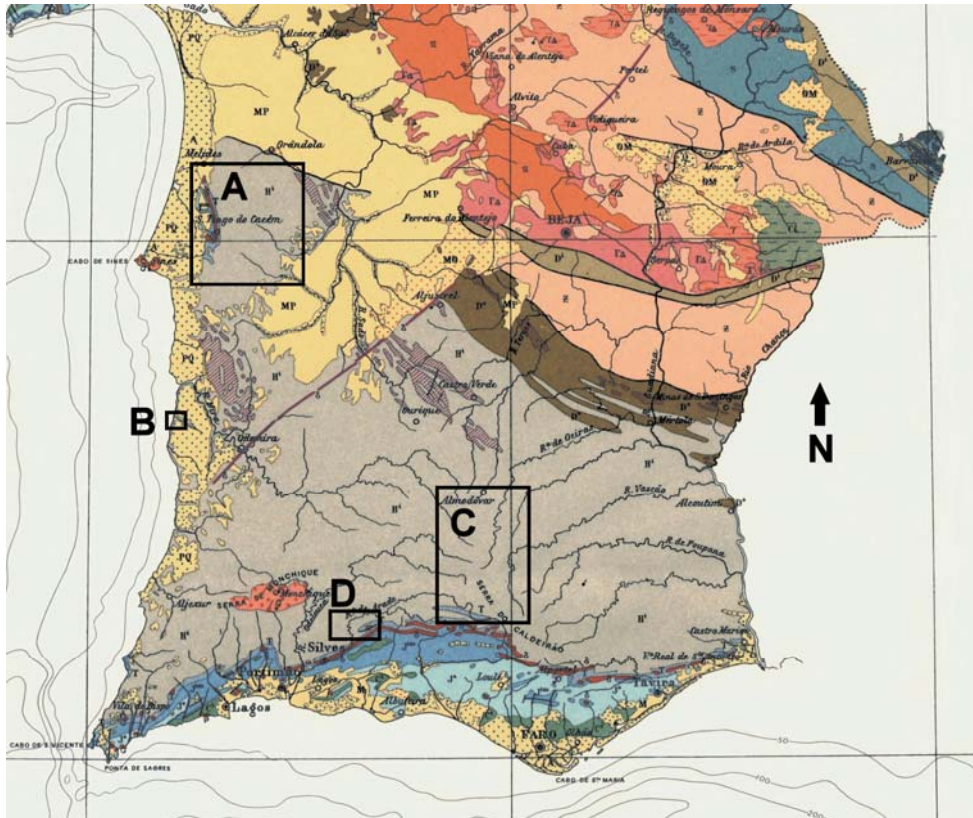


Fig.4.1 – Áreas da amostragem realizada: A (área de Santiago do Cacém); B (área de Almogrove); C (área de Almodôvar e Serra de Caldeirão) e D (área do Funcho), à escala 1:1600000 (adaptado da Carta Geológica de Portugal, SGP, 1968).

i) Amostragem de superfície

Esta amostragem consistiu na colheita de amostras representativas de estados de alteração distintos, dos xistos e dos grauvaques, com o objectivo de estudar as suas propriedades físicas e avaliar a evolução destas com o estado de alteração, para os dois tipos de materiais líticos referidos.

A colheita de amostras foi realizada em taludes de escavação de algumas vias de comunicação que cortam as formações turbidíticas, em áreas previamente seleccionadas durante o reconhecimento de superfície.

Recolheram-se amostras de xisto e grauvaque, com distintos estados de alteração, sob a forma de blocos ou fragmentos de rocha, de forma irregular e com a maior dimensão possível, utilizando martelo de geólogo, picareta e outras ferramentas de uso comum. Procedeu-se sempre, antes da recolha da amostra, a uma remoção da camada superficial do afloramento, por estar mais contaminada com restos orgânicos.

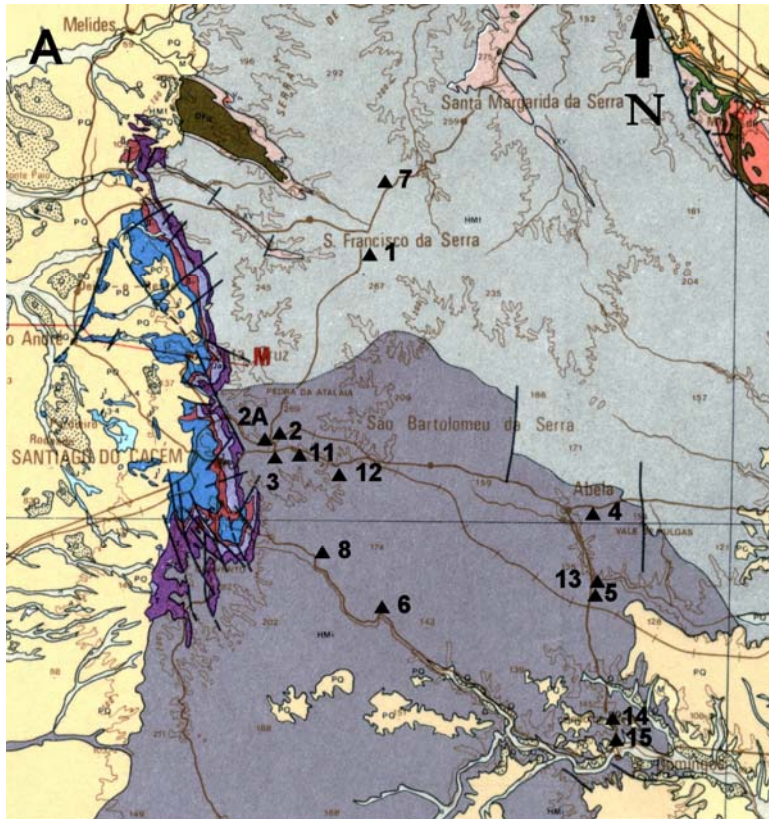


Fig.4.2 – Localização dos pontos de amostragem na área de Santiago do Cacém, à escala 1: 250000 (adaptado da Carta Geológica de Portugal, Oliveira *et al*, 1983).

Em todos os locais de amostragem e, para cada amostra, procurou-se sempre colher os fragmentos rochosos na mesma camada da sequência de xisto e grauvaque. Este procedimento pretendeu impedir que, nos materiais rochosos de uma amostra, mesmo com um aspecto macroscópico aparentemente semelhante, pudessem existir variações de comportamento geotécnico, devido a diferenças na textura e na composição química e mineralógica.

Os fragmentos rochosos foram colocados em sacos de plástico espesso, por vezes envolvidos ainda por um segundo saco, dado que devido ao seu peso e, principalmente, os fragmentos de material xistoso devido ao seu formato tabular habitual, arestas desenvolvidas e

cortantes, rompem os sacos com frequência. Dependendo do tamanho dos fragmentos rochosos, colheram-se em cada local de amostragem, 2 a 3 sacos de material, cada um com 10 a 15 Kg, para a execução de ensaios laboratoriais, nomeadamente, ensaios físicos e ensaios de previsão de comportamento dos materiais rochosos face aos agentes de alteração (susceptibilidade à alteração, s.l.).

Para a referenciação das amostras, foi utilizada uma simbologia, em que a amostra é designada por um algarismo inicial, indicando o local de amostragem, seguido pela letra W mais um ou dois algarismos, pretendendo-se com este conjunto de símbolos, baseado nos critérios de classificação de maciços rochosos da ISRM (1981), descrever o estado de alteração da amostra por inspeção visual, no momento da colheita. Finalmente as letras, X (Xisto), ou G (Grauvaque), indicam a litologia da amostra. Na secção 4.3.1, descrevem-se os 16 locais de amostragem, assim como, o aspecto macroscópico das amostras. As Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam, com maior detalhe, a localização das amostras nas áreas de amostragem A, B, e C, respectivamente.

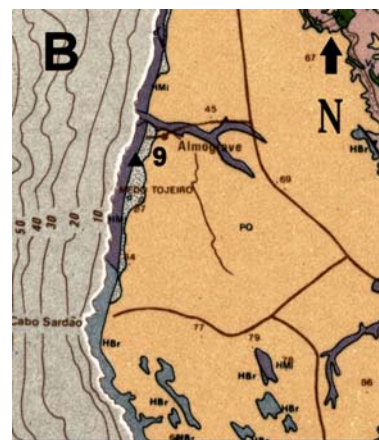


Fig.4.3 – Local 9 (Almograve) à escala 1: 235000 (adaptado da Carta Geol. de Portugal, Oliveira *et al*, 1983).

Os maciços rochosos nos quais se colheram as amostras para os ensaios físicos e de previsão da alterabilidade, devido ao seu estado de perturbação considerável, traduzido por fracturação e alteração acentuadas, nunca possibilitaram a recolha de blocos de rocha com qualidade e dimensão

suficiente, para a posterior extracção de provetes com os requisitos exigidos pelas normas dos ensaios mecânicos.

Para uma melhor prossecução do objectivo proposto, ou seja, a obtenção de provetes de rocha, em particular dos xistos argilosos, para ensaios mecânicos, nomeadamente para a compressão uniaxial, optou-se por um método de amostragem, também sob a forma de blocos

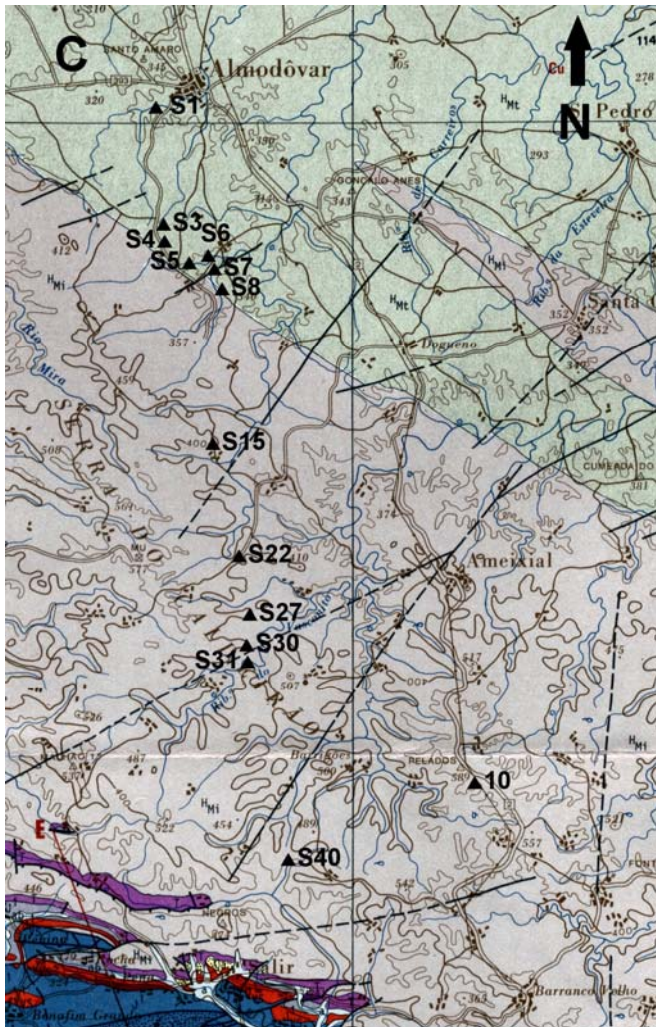


Fig.4.4 – Localização da amostragem da A2 e do ponto de amostragem 10 na área de Almodôvar e Serra do Caldeirão à escala 1: 245000 (adaptado da Carta Geol. de Portugal, Oliveira *et al*, 1988).

de rocha, em maciços rochosos de melhor qualidade como os que constituem algumas arribas do Litoral Alentejano.

Numa dessas arribas, situada próximo de Almogrove, colheram-se blocos aproximadamente paralelepípedicos com dimensão suficiente para a obtenção de provetes, aproveitando tanto quanto possível, as fracturas existentes no maciço rochoso para a extracção do bloco (Local 9). Quando isso não era de todo possível o bloco foi destacado do maciço por corte com uma serra motorizada de disco diamantado, em que a serragem da rocha era feita a seco para não alterar de forma significativa o teor em água *in situ* do material rochoso. Após a obtenção do bloco, este foi imediatamente selado com gaze e parafina. Posteriormente, os blocos foram colocados em caixas de cartão preenchendo o espaço entre os blocos e as paredes da caixa com esferovite de forma a evitar a fragmentação dos blocos durante o transporte, nas quais se mantiveram armazenadas em câmara saturada até à data da extracção dos provetes para os ensaios mecânicos, (Figura 4.5).

ii) Amostragem em profundidade

Como foi referido na secção anterior, foi posto todo o cuidado na obtenção, protecção e preservação das características das amostras de rocha, tanto de xisto como de grauvaque, para posterior preparação de provetes.

No entanto, verificou-se que os blocos de material xistoso, apesar de aparentemente não alterados, apresentavam-se bastante descomprimidos, devido ao menor confinamento a que está sujeito o maciço rochoso junto à superfície.



Fig.4.5 – Amostragem de superfície. Aspecto dos blocos de rocha parafinados.

Esta descompressão das rochas torna impraticável a separação de provetes com um tamanho adequado aos requisitos exigidos no procedimento adoptado (ISRM, 1979a) para os ensaios mecânicos, no que diz respeito à relação altura/diâmetro.

Assim, depois de retirado o revestimento (gaze + parafina), efectuou-se uma carotagem do bloco, no laboratório, a seco, para evitar a alteração significativa do teor em água do material, a qual, principalmente no xisto, iria influenciar decisivamente as suas propriedades físicas e mecânicas, pois como é sabido, este material é muito sensível às variações do teor em água.

Verificou-se que independentemente da orientação do eixo do tarolo, em relação à orientação da foliação do material no bloco, era muito difícil obter provetes de acordo com os requisitos exigidos pelo procedimento referido (ISRM, 1979a). Tal facto é devido a que as rochas estudadas, em particular as de fácies mais xistosa, apresentam uma tendência para se fragmentarem segundo os planos de foliação, resultando com frequência uma de duas situações: i) provetes com geometria imperfeita; ii) provetes com relação altura/diâmetro não adequada para os ensaios mecânicos (Figura 4.6).

Com a amostragem de profundidade, das formações turbidíticas, a partir de sondagens mecânicas de furação à rotação, este problema não se colocou pelo facto de se dispôr de provetes obtidos com a utilização de amostradores adequados a este tipo de materiais, os quais causam menor perturbação no material do que a carotagem no laboratório. Além disto, a maior qualidade das amostras colhidas, devido à profundidade, torna mais fácil obter provetes com um tamanho adequado aos requisitos exigidos no procedimento adoptado (ISRM, 1979a).



Fig.4.6 – Aspecto dos provetes extraídos dos blocos de rocha parafinados.

A amostragem de profundidade foi obtida em duas áreas distintas: i) numa delas, designada por ou A2 - Auto-estrada do Sul, a amostragem foi proveniente dos xistos e grauvaques pertencentes às Formações de Mértola e de Mira do Flysch do Baixo Alentejo, tendo por base a campanha de prospecção mecânica realizada para apoio ao Estudo Prévio do sublanço entre Almodôvar e Salir da A2 - Auto-estrada do Sul (BRISA, 1997), cujo traçado foi, mais tarde, abandonado (Figura 4.1 e Figura 4.4); as amostras foram obtidas em sondagens mecânicas de furação; ii) a outra área de amostragem, designada por F (Funcho) ou barragem do Funcho, é interessada num maciço rochoso de características semelhantes aos anteriores, pertencente à Formação da Brejeira (Grupo do Flysch do Baixo Alentejo). As amostras provieram de sondagens mecânicas de furação, realizadas para apoio a estudos geotécnicos de estabilização de uma encosta (INAG, 1998), situada junto à barragem do Funcho (Figura 4.1 e

Figura 4.7). Em ambas as situações as sondagens foram realizadas à rotação, sendo utilizados amostradores de parede dupla com 76 mm de diâmetro exterior.

Observou-se a amostragem de todas as sondagens realizadas nas campanhas de prospecção anteriormente referidas, para se proceder à sua selecção, a qual foi feita tomando em consideração os seguintes critérios:

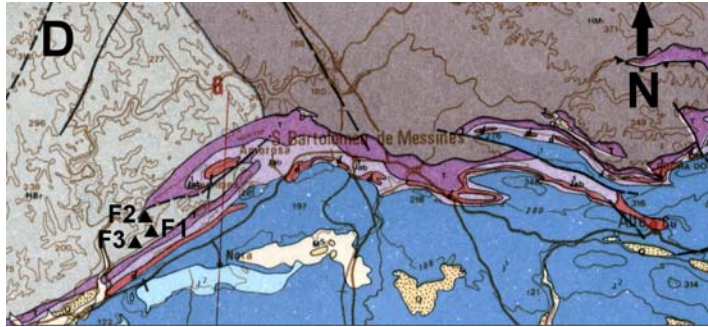


Fig.4.7 – Localização da amostragem do Funcho à escala 1: 250000 (adaptado da Carta Geológica de Portugal, Oliveira *et al*, 1983).

- i) qualidade da amostragem, tendo sido escolhidos os tarolos são a pouco alterados, dado que, nos xistos argilosos, a probabilidade de êxito na preparação dos provetes, a partir dos tarolos existentes, seria maior;
- ii) representatividade das litologias predominantes, xistos argilosos e grauvaques, por vezes metamorfizados, que nestas formações turbidíticas, ocorrem estratificados em sequências possantes, nas quais a predominância de uma das fácies litológicas sobre a outra é variável à escala do maciço rochoso.

Tomando em consideração estes dois aspectos, a selecção das amostras, teve o objectivo de escolher materiais rochosos de boa qualidade, para algumas situações distintas que podem ocorrer, quanto à proporção relativa dos dois litótipos principais nas sequências estratigráficas destas formações turbidíticas, às quais se atribuiu diferente designação, a saber:

- i) a sequência em que se verifica a predominância de níveis de xisto argiloso com intercalações de bancadas de grauvaque pouco possantes é designada por X(G);
- ii) a sequência de intercalações de xisto e grauvaque, em que não existe predominância de nenhuma das duas litologias, é designada por X/G;
- iii) a sequência em que predominam bancadas de grauvaque, com intercalações de xisto, é designada por G(X);
- iv) a situação em que o maciço rochoso é essencialmente de fácies grauvacóide (turbiditos grosseiros), é designado por G.

Em relação à amostragem da área da A2 - Auto-estrada do Sul, depois de uma observação de todas as sondagens realizadas para apoio ao Estudo Prévio da Auto-Estrada do Sul entre Almodovâr e Salir, considerando os critérios anteriormente referidos, foram seleccionadas 10 sondagens, designadas pela letra S (sondagem), seguida por um algarismo indicando o número da sondagem (S1, S3, S4, S5, S7, S15, S22, S27, S30 e S40).

Nas sondagens seleccionadas o comprimento das mesmas varia entre 10 e 37 metros. A análise da amostragem permite concluir que, em geral, os maciços rochosos se caracterizam por sequências de xisto e grauvaque muito a medianamente alterados, próximo da superfície (em média até aos 6 metros), tornando-se são a pouco alterados em profundidade. Em

algumas sondagens, predomina o grauvaque (S4, S5, S7, S22, S27 e S30), enquanto que noutras a predominância pertence ao xisto argiloso (S1, S3, S15, S40).

Em relação à amostragem na área da barragem do Funcho, utilizaram-se amostras das três sondagens, designadas pela letra F (Funcho), que foram realizadas (F1, F2 e F3). As duas primeiras com 44 metros e F3 com 49 metros de comprimento, intersectaram, predominantemente, grauvaque de grão médio a fino com intercalações de níveis de xisto argilo-siltoso. Nesta sequência de grauvaque e xisto, o maciço rochoso apresenta-se muito a medianamente alterado, em média até cerca dos 17 metros de profundidade, tornando-se pouco alterado a partir dessa profundidade.

4.3 - Descrição dos locais de amostragem

Nesta secção, apresenta-se a localização e a descrição para cada amostra, dividindo-as em dois grupos: i) amostras da superfície do maciço rochoso, sob a forma de blocos de rocha; ii) amostras de profundidade, constituídas por testemunhos de sondagens de furação.

4.3.1 - Amostragem de superfície

Descrevem-se os diversos locais de amostragem e respectivas amostras, referenciados pelas suas coordenadas X (distância à meridiana) e Y (distância à perpendicular) do sistema U.T.M. (quadrícula quilométrica U.T.M., fuso 29 – elipsóide internacional – datum europeu).

Amostragem de superfície - Local 1 (531,5; 4215,5)

Localização	Estrada nacional EN120 entre Grândola e Santiago do Cacém, aproximadamente 400 metros após o cruzamento para S. Francisco da Serra, na povoação de Cruz João Mendes (sentido Grândola - Santiago do Cacém). Foram colhidas três amostras, duas de grauvaque (1W3/W4G e 1W2/W3G) e uma de xisto (1W3/W2X), no talude situado a Este da via, com direcção N-S, inclinação subvertical e cerca de 4 metros de altura.
Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mértola, constituídos por bancadas decimétricas de grauvaque de grão médio a grosseiro, geralmente medianamente alterado a pouco alterado com intercalações de xisto mais alterado com espessuras centimétricas. Grauvaques e xistos ocorrem, por vezes, finamente estratificados. A atitude média da xistosidade é N80°E, 60°N; a família de fracturas dominante tem atitude N10°W; 70°NW. Ocorre uma cobertura de solo residual com restos orgânicos, com cerca de 20 cm de espessura
Descrição das amostras colhidas	1W3/W4G - Grauvaque de grão médio quartzo-feldspático com abundante matriz argilo-filítica. Apresenta cor castanha avermelhada e aspecto muito alterado e heterogéneo. 1W2/W3G - Grauvaque de grão médio a grosseiro quartzo-feldspático com matriz argilo-filítica de cor cinzenta com manchas avermelhadas. Apresenta aspecto alterado heterogéneo. 1W3/W2X - Xisto de grão fino e natureza argilosa, cinzento com bandas avermelhadas de oxidação e uma clivagem de fluxo bem marcada.

Amostragem de superfície - Local 2 (528,6; 4208,8)

Localização	Estrada EN120 entre Grândola e Santiago do Cacém aproximadamente 8,5 Km após o cruzamento para S. Francisco da Serra, na povoação de Cruz João Mendes (sentido Santiago do Cacém), junto à passagem superior sobre a via ferroviária. Colheram-se três amostras, duas de xisto (2W3/W2X e 2W4X) e uma de grauvaque (2W2/W3G), no talude do lado Oeste com direcção N20°E, inclinação média 70°, e altura de cerca de 5 metros.
--------------------	--

Amostragem de superfície - Local 2 (528,6; 4208,8) (continuação)

Geologia local	<p>Ocorrem turbiditos da Formação de Mira constituídos por uma sequência em que predominam xistos medianamente a muito alterados apresentando, por vezes, foliação (metagrauvaques). Ocorre uma cobertura de solo residual sobre o maciço rochoso com cerca de 20 cm, contendo restos orgânicos. Este maciço apresenta xistosidade com atitude média N60°W; 70°NE e uma família de fracturas predominante com atitude N40°E; 40°SE.</p>
Descrição das amostras colhidas	<p>2W3/W2X - Xisto de grão fino, argiloso, apresentando cor castanha com bandas avermelhadas de oxidação, com aspecto alterado, pouco compacto e heterogéneo.</p> <p>2W4X - Xisto de grão fino muito argiloso, de cor castanha predominante, com bandas mais escuras; apresenta aspecto muito alterado, pouco compacto e muito friável.</p> <p>2W2/W3G - Grauvaque de grão fino, quartzico com matriz de natureza silto-argilosa, cor acastanhada, de aspecto alterado, compacto, apresentando foliação incipiente (metagrauvaque).</p>

Amostragem de superfície - Local 2A (528,6; 4208,8)

Localização	<p>Próximo do local 2, nos taludes da ferrovia, junto à passagem superior da estrada EN120. Foram colhidas três amostras nos taludes da referida ferrovia, com orientação N78°E, duas amostras de xisto (2AW4/W3X e 2AW3/W2X), no talude do lado Sul, com inclinação 70° e uma altura máxima média de 10 metros com banquetta intermédia; outra amostra é um grauvaque (2A W2-1G), no talude do lado Norte, com inclinação 70° e uma altura máxima média de 15 metros com banquetta intermédia.</p>
Geologia local	<p>Ocorrem turbiditos da Formação de Mira constituídos por uma sequência de xisto, em geral, medianamente a pouco alterado, estando em algumas zonas do afloramento, muito alterado, com intercalações de grauvaque silicioso menos alterado de aspecto compacto e duro. Por vezes, o grauvaque ocorre em bancadas espessas. Ocorre uma cobertura de solo residual sobre o maciço rochoso com 20 cm de espessura incluindo restos orgânicos. Este maciço apresenta planos de xistosidade com orientação média N62°W;52°NE. O maciço apresenta-se bastante fracturado, observando-se uma família de fracturas predominante com orientação N6°E;54°W. Algumas fracturas, principalmente nos níveis mais grauvacóides, estão preenchidas por quartzo.</p>
Descrição das amostras colhidas	<p>2AW4/W3X - Xisto de grão fino de natureza argilosa, cinzento com bandas acastanhadas, de aspecto alterado a muito alterado, pouco compacto e muito friável.</p> <p>2AW3/W2X - Xisto de grão fino argiloso, cinzento com leitos avermelhados, tendo um aspecto heterogéneo mas menos alterado e mais compacto do que o da amostra 2AW4/W3X; apresenta uma clivagem de fluxo bem marcada.</p> <p>2AW2-1G - Grauvaque de grão médio, quartzo-feldspático, com matriz silto-argilosa, cinzento, com algumas bandas avermelhadas de oxidação; tem aspecto compacto e pouco alterado.</p>

Amostragem de superfície - Local 3 (528,6; 4208,6)

Localização	<p>Cruzamento entre a EN120 e a EN121, perto de Santiago do Cacém. Foram colhidas três amostras no talude do lado Este, com orientação N20°E, inclinação média 60° e altura média 3 metros, sendo uma das amostras de xisto (3W4/W3X) e duas de grauvaque (3W2/W3G e 3W4G). Neste local, devido às obras de alargamento e beneficiação da estrada EN121 em curso, à data da colheita das amostras, os taludes da escavação apresentavam cortes recentes.</p>
--------------------	--

Amostragem de superfície - Local 3 (528,6; 4208,6) (continuação)

Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por xisto alterado a muito alterado com intercalações de grauvaque, medianamente alterado a pouco alterado, por vezes muito alterado, compacto e muito fracturado. O maciço rochoso apresenta-se alterado e bastante fracturado. Ocorre uma cobertura de solo residual e restos orgânicos com cerca de 10 cm de espessura sobre o maciço rochoso que apresenta planos de xistosidade com uma atitude média N60°W; subvertical. A família de fracturas predominante, tem atitude N20°E; 20°W.
Descrição das amostras colhidas	3W4/W3X - Xisto de grão muito fino, argiloso cinzento com bandas acastanhadas, aspecto heterogéneo, muito alterado, pouco compacto e muito friável. 3W4G - Grauvaque de grão médio com abundante matriz de natureza silto-argilosa, de cor acastanhada a avermelhada, aspecto muito alterado, pouco compacto e friável. 3W2/W3G - Grauvaque de grão fino a médio, matriz de natureza silto-argilosa, aspecto mais heterogéneo e menos alterado, assim como, mais compacto do que o da amostra 3W4G.

Amostragem de superfície - Local 4 (538,6; 4206,8)

Localização	Estrada EN121, entre Santiago do Cacém e Ermidas-Sado, aproximadamente 200 metros depois do cruzamento (sentido Ermidas –Sado) para Grândola (Tanganhal) próximo do depósito da água da povoação de Abela. No local, de cada lado da estrada, existem taludes de escavação com altura média de 2 metros e inclinações de 70° a subvertical (do lado Norte) e de 40° a subvertical (do lado Sul), com orientação E-W, nos quais se colheram três amostras de xisto, duas amostras no talude Norte (4W3/W4X e 4W3XG) e outra no talude Sul (4W2X).
Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mira constituídos por uma sequência de xisto argiloso e grauvaque em que predominam os níveis de xisto de grão fino argiloso, em geral medianamente alterado, intercalados com metagrauvaque em bancadas centimétricas e com textura foliada. O xisto, por vezes grauvacóide, mesmo o de aspecto mais compacto, apresenta uma grande friabilidade segundo a xistosidade com orientação N66°; 40°N, devido a esta ser muito marcada. Sob uma fina camada de solo residual, com cerca de 10 a 20 cm de espessura, o maciço rochoso apresenta estado de alteração variável, de são a pouco alterado, até ao muito alterado. Verifica-se uma família de fracturas principal com orientação N22°E; 50°SE.
Descrição das amostras colhidas	4W2X - Xisto de grão fino de natureza argilosa, cor cinzenta e aspecto compacto, duro, pouco alterado mas friável segundo os planos bem marcados da foliação. 4W3/W4X - Xisto de grão fino, muito argiloso, cinzento com bandas avermelhadas, medianamente a muito alterado e friável segundo os planos de xistosidade. 4W3XG - Xisto de grão fino de natureza silto-argilo-filítica, cor acastanhada a avermelhada, de aspecto grauvacóide, medianamente alterado e muito heterogéneo.

Amostragem de superfície - Local 5 (539,5; 4204,1)

Localização	Estrada EN390, entre Abela e S. Domingos a cerca de 1,9 Km depois da povoação de Abela (sentido S.Domingos), no talude do lado Este, aproximadamente com orientação N-S, próximo do local 13, interessado no mesmo maciço rochoso mas a uma cota superior. Colheram-se no local duas amostras, uma de xisto (5W4X), outra de grauvaque (5W4G), num talude com altura média de 2 metros e inclinação de 70°. O maciço rochoso apresenta-se muito alterado, sob uma cobertura com cerca de 10 a 20 cm de espessura de solo residual com restos orgânicos.
--------------------	---

Amostragem de superfície - Local 5 (539,5; 4204,1) (continuação)

Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mira constituídos por uma sequência de xisto argiloso muito alterado, friável com intercalações de grauvaque em bancadas decimétricas, muito alterado e friável. Embora o xisto predomine nesta sequência turbidítica relativamente ao grauvaque, em certas zonas do afloramento, por vezes acontece o contrário, ocorrendo o grauvaque em bancadas espessas. A atitude média da xistosidade é N50°W; 50°NE. O maciço rochoso apresenta-se muito alterado, sob uma cobertura com cerca de 10 a 20 cm de espessura de solo residual com restos orgânicos.
Descrição das amostras colhidas	5W4G - Grauvaque de grão fino a médio, friável, com matriz abundante de natureza argilo-fíltica; tem aspecto heterogéneo e muito alterado, revelado pela cor variável, entre vários tons de castanho. 5W4X - Xisto de grão muito fino, de natureza argilosa e bastante friável; tem aspecto heterogéneo e muito alterado, revelado por cor acastanhada variável, com bandas alternadas em tons de castanho escuro e castanho claro.

Amostragem de superfície - Local 6 (532,4; 4203,1)

Localização	Estrada EN261, entre S. Domingos e Santiago do Cacém, cerca de 10,2 Km após o cruzamento para S. Domingos (sentido de Santiago do Cacém). No local colheu-se uma amostra de grauvaque no talude Norte, com uma altura média de 3 metros, direcção N70°E e inclinação subvertical
Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mira constituídos por uma sequência de xisto e grauvaque, com predominio de xisto, medianamente a pouco alterado, por vezes, muito alterado com intercalações de grauvaque são a pouco alterado, em bancadas decimétricas. O maciço rochoso apresenta uma cobertura de solo residual com restos orgânicos e cerca de 10 cm de espessura. Os planos de xistosidade têm uma atitude média N90°; 42°N e a principal família de fracturas tem a orientação aproximada N40°E; 50°SE.
Descrição das amostras colhidas	6W2/W1G - Grauvaque de grão médio quartzo-feldspático com matriz argilo-fíltica, cinzento com bandas avermelhadas de oxidação; tem aspecto heterogéneo, compacto e pouco alterado.

Amostragem de superfície - Local 7 (531,8; 4217,4)

Localização	No IP8 entre Sines e Alcácer do Sal, a cerca de 1,5 Km após o nó para S. Francisco da Serra (sentido de Alcácer do Sal). No local colheu-se uma amostra de xisto (7W2/W1X), e outra de grauvaque (7W1G), no talude do lado Este com altura média de 10 metros, orientação N-S e inclinação de 70° a subvertical.
Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mértola, constituídos por uma sequência de grauvaque com intercalações de xisto. O grauvaque é predominantemente de grão grosseiro, quartzoso e com fragmentos líticos, ocorrendo em bancadas decimétricas a métricas, com intercalações de níveis de xisto argiloso, pouco alterado, apresentando esfoliação, devido à sua grande friabilidade, segundo os planos de xistosidade. O maciço apresenta uma cobertura de solo residual com restos orgânicos e cerca de 20 cm de espessura. Os planos de xistosidade apresentam uma atitude média de N50°W; 70NW, tendo a principal família de fracturas a atitude aproximada N10°E, vertical. Algumas fracturas estão preenchidas por quartzo.

Amostragem de superfície - Local 7 (531,8; 4217,4) (continuação)

Descrição das amostras colhidas **7W2/W1X** - Xisto de grão fino, argiloso, cinzento, com aspecto pouco alterado, duro, mas friável ao longo dos planos bem marcados da xistosidade;
7W1G - Grauvaque cinzento de grão grosseiro, quartzoso, com clastos líticos de xisto de cor mais escura, matriz de natureza argilo-filítica; tem aspecto pouco alterado, compacto, é muito duro, e apresenta, por vezes, filonetes de quartzo dispersos.

Amostragem de superfície - Local 8 (530,3; 4204,9)

Localização Estrada EN261, entre S. Domingos e Santiago do Cacém, a cerca de 14,1 Km após o cruzamento para S.Domingos no sentido de Santiago do Cacém. No local colheu-se uma amostra de xisto (8W3/W4X), e outra de grauvaque (8W3G), no talude Este com orientação N-S, altura de 2 metros e inclinação de 40°.

Geologia local Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por uma sequência de xisto e grauvaque finamente estratificados, onde predomina o xisto medianamente alterado a muito alterado, por vezes, pouco alterado com intercalações de grauvaque medianamente a muito alterado. O maciço rochoso apresenta-se sob solo residual com cerca de 20 cm de espessura, bastante alterado e fracturado, tendo os planos de xistosidade a atitude média N50°W; 44°NE, e a principal família de fracturas tem orientação aproximada N-S; vertical.

Descrição das amostras colhidas **8W3/W4X** - Xisto de grão fino a médio, argiloso, friável, com aspecto heterogéneo e cor variável entre tons de cinzento e castanho avermelhado devido à alteração;
8W3G - Grauvaque de grão médio, silicioso, com abundante matriz argilo-filítica, cinzento com bandas castanhas; apresenta um aspecto muito alterado e friável.

Amostragem de superfície - Local 9 (517,0; 4165,8)

Localização Litoral alentejano a cerca de 2 Km a Sul de Almogrove, num lugar designado por Lapa das Pombas, junto a um pequeno porto de abrigo piscatório, com o mesmo nome. As amostras foram colhidas na base da arriba de orientação N40°W e altura estimada em cerca de 20 metros, onde os turbiditos se apresentam são a pouco alterados e portanto, com melhor qualidade para a obtenção de blocos de rocha. Esses blocos, com a dimensão máxima que a fracturação possibilitava, foram selados de acordo com o procedimento descrito na secção 4.2. Foram colhidos 2 blocos de xisto (9W1-2X) e 2 blocos de grauvaque (9W1-2G).

Geologia local Na arriba ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por uma sequência de xisto e grauvaque por vezes, finamente estratificados onde predomina xisto cinzento argiloso, pouco alterado a medianamente alterado com intercalações de bancadas centimétricas a decimétricas de grauvaque cinzento claro, medianamente alterado até cerca dos 15 metros passando, a partir desta profundidade, a são a pouco alterado. O maciço rochoso apresenta-se medianamente fracturado, com algumas fracturas preenchidas por quartzo. A xistosidade tem orientação N36°W e inclinação maior no flanco Oeste da dobra (60°-70°NE a subvertical) e inclinação menor no flanco Este da mesma dobra (45° a 60° NE). Observaram-se duas famílias principais de fracturas com orientações N55°E; subvertical e N25°E; 55°SE. O maciço é coberto por solo residual com cerca de 1 a 2 metros de espessura.

Descrição das amostras colhidas **9W1-2X** - Xisto de grão fino, argiloso, cinzento, são a pouco alterado, duro mas friável pelos planos de xistosidade.
9W1-2G - Grauvaque cinzento de grão médio a fino silicioso com abundante matriz de natureza argilo-filítica, são a pouco alterado, mais alterado junto às fracturas. Apresenta aspecto compacto, é duro e contém alguns filonetes de quartzo.

Amostragem de superfície - Local 10 (593,0; 4129,3)

Localização	Torre do Radar do INAG / Instituto de Meteorologia no Ameixial, junto à EN2 entre Almodôvar e S. Brás de Alportel, 500 metros antes do miradouro da Serra do Caldeirão no sentido S. Brás de Alportel. Num dos taludes da escavação, com cerca de 4 a 5 metros de altura, colheram-se duas amostras, uma amostra de grauvaque (10WIG) e uma amostra de xisto (10W2/W1X).
Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por uma sequência, predominantemente, grauvacóide, na qual as bancadas decimétricas de grauvaque, estão pouco alteradas a sãs na base da escavação e, medianamente alteradas, junto à superfície. Intercalados com o grauvaque, ocorrem níveis delgados de xisto argiloso medianamente alterado. O maciço rochoso, sob solo residual com cerca de 10 cm de espessura, apresenta-se medianamente fracturado, observando-se duas famílias principais de fracturas com atitude aproximada N16°E; 80°W e N70°W; 80°S. A xistosidade tem orientação média de N58°W; 40°NE.
Descrição das amostras colhidas	10WIG – Grauvaque cinzento claro, de grão médio, quartzo-feldspático, com abundante matriz de natureza silto-argilosa, são a pouco alterado, apresentando-se mais alterado (oxidação) na proximidade das fracturas. Tem aspecto compacto e é muito duro. 10W2/W1X – Xisto cinzento escuro de grão fino, argiloso, pouco alterado, friável nos planos de xistosidade.

Amostragem de superfície - Local 11 (529,5; 4208,6)

Localização	Estrada EN121, entre Santiago do Cacém e Ermidas-Sado, cerca de 1 Km após o cruzamento entre a EN120 e a EN121. Foi colhida uma amostra (11W3X), no talude Sul com orientação N70°W, altura máxima com cerca de 15 metros e uma inclinação subvertical.
Geologia local	O maciço rochoso apresenta-se bastante heterogéneo; os xistos variam entre uma fácies grauvacóide mais grosseira, medianamente a muito alterada a uma fácies mais fina, pelítica, pouco alterada e de cor muito escura, denotando a presença de matéria orgânica. O maciço está muito fracturado e alterado, tendo a família principal de fracturas a atitude aproximada de N0°;64°E e a xistosidade uma atitude média N86°W; 60°N. A espessura de solo residual é de cerca de 20 cm.
Descrição das amostras colhidas	11W3X – Xisto de grão muito fino, argiloso, aspecto alterado e heterogéneo, revelado pela sua cor variável entre tons de cinzento e castanho avermelhado. Muito friável nos planos de xistosidade.

Amostragem de superfície - Local 12 (530,1; 4108,9)

Localização	Estrada EN121, entre Santiago do Cacém e Ermidas-Sado, cerca de 2,5 Km depois do cruzamento entre a EN120 e a EN121. Colheu-se uma amostra de xisto (12W4X), no talude Sul com orientação N60°E, altura média de 10 metros e inclinação de 50°.
Geologia local	Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por uma sequência de xisto predominante, medianamente a muito alterado, com intercalações de grauvaque alterado em camadas centimétricas. Observa-se uma camada de solo residual com cerca de 10 cm de espessura, sobre o maciço rochoso que se apresenta bastante fracturado e alterado. A principal família de fracturas tem atitude aproximada N20°E; 74°NW e a xistosidade tem atitude média N80°W; 40°N.

Amostragem de superfície - Local 12 (530,1; 4108,9) (continuação)

Descrição das amostras colhidas 12W4X – Xisto de cor castanha avermelhada, grão muito fino, argiloso, de aspecto muito alterado e friável nos planos de xistosidade.

Amostragem de superfície - Local 13 (539,5; 4204,2)

Localização Estrada EN390 entre Abela e S. Domingos, a cerca de 1,8 Km depois da povoação de Abela no sentido de S. Domingos. Localiza-se próximo do local 5, situado no mesmo maciço rochoso mas a uma cota inferior aflorando no talude do lado Este, aproximadamente com orientação Norte-Sul. Colheu-se uma amostra de xisto (13W2/W3X) e outra de grauvaque (13W2G), no talude de escavação vertical e com altura média de 3 metros.

Geologia local Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por uma sequência de xisto argiloso, em geral, predominante, medianamente a muito alterado, com intercalações de bancadas decimétricas, por vezes, métricas, de grauvaque são a pouco alterado, muito rijo e compacto. Embora o xisto seja em regra predominante, observa-se que, em certas zonas do afloramento, predomina o grauvaque (turbiditos mais grosseiros). A atitude média da xistosidade é N62°W; 20°NE e as duas famílias principais de fracturas têm atitude aproximada N20°E; 80°SW e N80°W; 74°SW.

Descrição das amostras colhidas 13W2/W3X – Xisto cinzento com bandas castanhas, de grão fino, argiloso, aspecto heterogéneo, pouco alterado e friável nos planos de xistosidade.
13W2G – Grauvaque cinzento com bandas avermelhadas, de grão médio a fino, quartzo-feldspático com matriz de natureza argilo-filítica, aspecto compacto e pouco alterado.

Amostragem de superfície - Local 14 (540,1; 4199,7)

Localização Talude do lado Este da estrada EN390 entre Abela e S. Domingos, a cerca de 6,4 Km depois da povoação de Abela (sentido de S. Domingos). Colheu-se uma amostra de xisto (14W4-5X), no talude Este que tem uma altura de 2 metros e uma inclinação de 40°.

Geologia local Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por uma sequência em que predomina o xisto argiloso, por vezes grauvacóide, com intercalações de bancadas muito delgadas de grauvaque. O maciço rochoso apresenta-se muito alterado, tendo uma espessura do solo residual com restos orgânicos com cerca de 10 cm de espessura.

Descrição das amostras colhidas 14W4-5X – Xisto cinzento acastanhado, de grão fino, muito argiloso, de aspecto muito alterado e bastante friável na proximidade dos planos de xistosidade.

Amostragem de superfície - Local 15 (539,9; 4198,5)

Localização Talude do lado Norte da estrada EN261 com direcção N60°E, entre Santiago do Cacém e S. Domingos, cerca de 500 m após o cruzamento para S. Domingos no sentido de Santiago do Cacém, perto da ponte sobre o canal adutor. Colheu-se uma amostra de grauvaque (15W4-G), no talude Norte com uma altura de 4 metros e uma inclinação de 60°.

Geologia local Ocorrem turbiditos da Formação de Mira, constituídos por xisto argiloso muito alterado a decomposto, com intercalações de bancadas centimétricas a decimétricas de grauvaque mais rijo, mas também muito alterado. Observam-se veios de quartzo assim como, fenómenos de estiramento (“*boudinage*”) nos níveis de fácies grauvacóide, mais delgados. O maciço rochoso apresenta-se muito alterado e fracturado, sob uma espessura de 20 cm de solo residual com restos orgânicos. A xistosidade tem atitude média N52°W; subvertical.

Amostragem de superfície - Local 15 (539,9; 4198,5) (continuação)

Descrição das amostras colhidas	15W4G – Grauvaque de cor castanha avermelhada de grão médio quartzo-feldspático, com matriz argilo-fílica. Tem aspecto heterogêneo, muito alterado e friável.
--	--

4.3.2 - Amostragem de profundidade

A observação dos testemunhos das sondagens, permitiu seleccionar aqueles que satisfaziam os critérios de selecção referidos na secção 4.2 e, a partir deles, extrair os provetes para posterior caracterização laboratorial.

A preparação dos provetes consistiu, apenas, no corte diametral dos tarolos, com a relação altura/diâmetro requerida para os ensaios. Foi utilizado um disco diamantado sendo os cortes realizados a seco para não alterar o teor em água dos materiais.

Da observação e classificação da amostragem das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, e da barragem do Funcho, entretanto seleccionadas, foi possível obter cerca de 129 provetes de rocha para os ensaios mecânicos, dos quais 61 provetes foram de xisto e 68 de grauvaque.

Os provetes extraídos dos tarolos da sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, foram identificados pela letra S (sondagem), antes de dois algarismos que correspondem à sondagem, aos quais se seguem dois algarismos que identificam a caixa de amostragem dessa sondagem e, por último dois algarismos que representam para essa caixa, o número de ordem relativo à amostra, o qual cresce com a profundidade a que corresponde a amostra. Os pares de algarismos que identificam a sondagem, caixa e amostra estão separados por um ponto. Por exemplo, a amostra S01.02.01 significa que pertence à sondagem S1 e que do topo para a base da sondagem foi a primeira amostra a ser extraída da caixa de amostragem número 2.

Nos Quadros 4.2, 4.3 e 4.4, apresenta-se uma síntese das amostras obtidas nas sondagens seleccionadas da A2 - Auto-estrada do Sul, para os ensaios de resistência à compressão uniaxial, ensaio de deformabilidade, resistência à carga pontual e velocidade de propagação de ultra-sons, onde consta uma súmula das características sobre a qualidade do maciço rochoso ao longo das sondagens, profundidade das amostras e elementos sobre a litologia do material amostrado e formação geológica a que pertencem.

Os provetes extraídos dos tarolos das sondagens da barragem do Funcho foram identificados pela letra F (Funcho), antes de dois algarismos que correspondem à sondagem, aos quais se seguem outros dois algarismos que identificam a caixa de amostragem desse furo de sondagem e, por fim, mais dois algarismos que representam para essa caixa, o número de ordem relativo à amostra, o qual cresce com a profundidade a que corresponde a amostra. Os pares de algarismos que identificam a sondagem, caixa e amostra estão separados por um ponto. Por exemplo, a amostra F01.06.01 significa que pertence à sondagem F1 e que do topo para a base da sondagem foi a primeira amostra a ser extraída da caixa de amostragem número 6.

O Quadro 4.5 apresenta uma síntese das amostras obtidas nas sondagens realizadas junto à barragem do Funcho para os ensaios de resistência à compressão uniaxial, ensaio de deformabilidade, resistência à carga pontual e velocidade de propagação de ultra-sons e ensaios de deslizamento de diaclases, onde consta uma súmula das características sobre

qualidade do maciço rochoso ao longo das sondagens, profundidade das amostras e elementos sobre a litologia do material amostrado e formação geológica a que pertencem.

Quadro 4.2 – Quadro síntese das amostras obtidas nas sondagens S1, S3 e S4 da A2 - Auto-estrada do Sul.

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Litologia
S1 (Comprimento:10,1m; inclinação:90°) Alteração: 0,5-0,8m (W ₅); 0,8-3,6m (W ₂ a W ₃); 3,6-10m (W ₂); Fracturação: 0,5-4,2m (F ₄₋₅); 2,4-10m (F ₂ a F ₃); Descrição sumária:0,0-0,5m-terra vegetal; 0,5-10,1m-Níveis de grauvaques com intercalações de níveis xistosos. A xistosidade é subhorizontal, com menor inclinação que a estratificação. Ocorrem filões de quartzo entre os 9,10-9,25m.	S01.02.01	4,30 - 4,48	X (G)
	S01.02.02	4,75 - 4,93	X (G)
	S01.02.03	6,27 - 6,46	G (X)
	S01.04.01	7,05 - 7,23	Grauvaque
	S01.04.02	7,46 - 7,64	G (X)
	S01.04.03	7,94 - 8,12	G (X)
	S01.04.04	9,35 - 9,53	G (X)
S3 (comprimento:11m; inclinação:90°) Alteração:0,1-1,0m a (W ₄);1-4,0m (W ₃); 4-11m (W ₂); Fracturação: 0,1-4,2m (F ₄₋₅); 2,4-11m (F ₃ a F ₂); Descrição sumária:0,0-0,1m-Terra vegetal; 0,1-11m-Níveis de grauvaques com intercalações de níveis xistosos	S03.03.01	6,75 - 6,90	G (X)
	S03.03.02	6,90 - 7,08	G (X)
	S03.03.03	7,10 - 7,28	G (X)
	S03.03.04	7,29 - 7,47	G (X)
	S03.03.05	7,47 - 7,65	G (X)
	S03.03.06	7,85 - 8,03	Grauvaque
	S03.03.07	8,03 - 8,21	Grauvaque
S4 (comprimento:22m; inclinação:90°) Alteração:0,4-1,2m (W ₄₋₅); 1,2-2m (W ₃ a W ₄); 2-6,1m (W ₃); 6,1-22m (W ₁₋₂); Fracturação:0,4-1,2m (F ₅);1,2-6,8m (F ₄₋₅); 6,8-12,1m (F ₃ a F ₂); 12,1-13,5m a (F ₃ a F ₄); 13,5-22m (F ₃ a F ₂); Descrição sumária:0,0-0,4m-Terra vegetal; 0,4-22m - Grauvaques predominantes com intercalações de níveis xistosos. A foliação xistosa aparece marcada essencialmente nos xistos	S03.03.08	8,21 - 8,36	G (X)
	S03.03.09	8,71 - 8,89	G (X)
	S04.03.01	6,81 - 7,00	Grauvaque
	S04.03.02	7,45 - 7,63	Grauvaque
	S04.03.03	7,63 - 7,71	Grauvaque
	S04.03.04	7,71 - 7,99	Grauvaque
	S04.03.05	8,13 - 8,31	Grauvaque
	S04.03.06	8,34 - 8,52	Grauvaque
	S04.03.07	8,62 - 8,77	Grauvaque
	S04.03.08	8,77 - 8,95	Grauvaque
	S04.03.09	8,95 - 9,13	Grauvaque
	S04.03.10	9,16 - 9,34	Grauvaque
	S04.03.11	9,34 - 9,50	Grauvaque
	S04.03.12	9,54 - 9,71	Grauvaque
	S04.04.01	9,95 - 10,13	Grauvaque
	S04.04.02	10,16 - 10,31	Grauvaque
	S04.04.03	10,46 - 10,64	Grauvaque
S04.04.04	10,64 - 10,82	Grauvaque	
S04.04.05	11,02 - 11,20	Grauvaque	
S04.04.06	11,2 - 11,38	Grauvaque	
S04.06.01	15,85 - 16,00	G (X)	
S04.06.02	16,03 - 16,19	G (X)	
S04.06.03	17,78 - 17,96	G (X)	
S04.06.04	18,01 - 18,15	G (X)	

X (G) - Xistos com intercalações de grauvaques; G (X) - Grauvaques com intercalações de xistos;
Alteração do maciço rochoso (W): W₁ - são; W₂ - pouco alterado; W₁₋₂ - são a pouco alterado;
W₃ - medianamente alterado; W₄ - muito alterado; W₅ - decomposto; W₄₋₅ - muito alterado a decomposto;
Fracturação do maciço rochoso - espaçamento entre fracturas (F), em cm: F₁ - muito afastadas (>200);
F₂ - afastadas (60 a 200); F₁₋₂ - afastadas; F₃ - medianamente afastadas (20 a 60); F₄ - próximas (6 a 20);
F₅ - muito próximas (<6); F₄₋₅ - próximas;

Quadro 4.3 – Quadro síntese das amostras, obtidas nas sondagens S5, S7, S15 e S22 da A2 - Auto-estrada do Sul.

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Litologia
S5 (comprimento:10m; inclinação:90°) Alteração:0,5-0,9m (W ₅); 0,9-4m (W ₃); 4-10m (W ₂); Fracturação:0,9-4m (F ₄ a F ₃); 4-10m (F ₃ a F ₂); Descrição sumária: 0,0-0,5m-Terra vegetal; 0,4-22m - Grauvaques predominantes com intercalações de níveis xistosos. Ocorrem intercalações de microconglomerados líticos com pequenos fragmentos de xisto, até aos 4,60m.	S05.03.01	7,85 - 8,03	Grauvaque
	S05.03.02	9,30 - 9,47	Grauvaque
	S05.03.03	9,48 - 9,66	Grauvaque
	S05.03.04	9,80 - 9,98	Grauvaque
S7 (comprimento:10m; inclinação: 90°) Alteração:0,2-1,1m (W ₄); 1,1-4,7m (W ₃); 4,7-10m (W ₂); Fracturação: 0,2-4,7m (F ₄₋₅); 4,7-10m (F ₃ a F ₂); Descrição sumária: 0,0-0,2m-Terra vegetal; 0,2-10m- Níveis grauvacóides com intercalações de níveis de xistosos.	S07.03.01	6,80 - 6,98	Grauvaque
	S07.03.02	7,13 - 7,31	Grauvaque
S15 (comprimento:21m; inclinação:90°) Alteração:0,0-2,7m (W ₄ a W ₃); 2,7-8m (W ₃); 8-20m (W ₁₋₂); Fracturação: 0,0-3,8m (F ₄₋₅); 3,8-6,6m (F ₄); 6,6-8,2m (F ₄₋₅); 8,2-9,8m (F ₄); 9,8-13m (F ₃ a F ₄); 13-21m (F ₃); Descrição sumária: 0,0-21m -Sequência de níveis de xisto, por vezes predominantes, intercalados com níveis de grauvaque. Geralmente a estratificação é horizontal a subhorizontal e a xistosidade subvertical. Até aos 2,5m são frequentes os níveis argilosos. Até aos 8m ocorrem níveis argilosos nas fracturas.	S15.04.01	9,90 - 10,06	X (G)
	S15.04.02	10,41 - 10,60	X (G)
	S15.04.03	10,70 - 10,88	X (G)
	S15.05.01	13,12 - 13,28	G (X)
	S15.05.02	27,58 - 27,76	G (X)
	S15.06.01	15,78 - 15,96	X / G
	S15.06.02	15,96 - 16,14	G (X)
	S15.06.03	16,24 - 16,41	G (X)
	S15.06.04	16,91 - 17,08	G (X)
	S15.06.05	17,76 - 17,94	X / G
S15.07.01	18,50 - 18,66	X / G	
S15.07.02	19,65 - 19,83	G (X)	
S15.07.03	20,50 - 20,68	G (X)	
S15.07.04	20,70 - 20,85	G (X)	
S22 (comprimento:10m; inclinação:90°) Alteração:0,4-1,7m (W ₃ a W ₄);1,7-2,2m(W ₃); 2,2-10m (W ₂); Fracturação: 0,4-1,6m (F ₄₋₅); 1,6-4,2m (F ₄ a F ₃);4,2-7,4m (F ₃);7,4-9,3m (F ₅); 9,3-10m (F ₄₋₅); Descrição sumária:0,0-0,4m-Terra vegetal; 0,4- 10m- Grauvaques com intercalações de xisto a partir dos 7,4m. Dos 7,4 aos 10m ocorrem níveis argilosos nos xistos. Xistosidade é subvertical	S22.02.01	4,25 - 4,43	Grauvaque
	S22.02.02	4,43 - 4,60	Grauvaque
	S22.02.03	4,70 - 4,86	Grauvaque
	S22.02.04	5,38 - 5,74	Grauvaque
	S22.02.05	6,13 - 6,30	Grauvaque
	S22.02.06	6,30 - 6,48	Grauvaque

X (G) - Xistos com intercalações de grauvaques; X / G - Xistos e grauvaques intercalados;

G (X) - Grauvaques com intercalações de xistos;

Alteração do maciço rochoso (W): W₁ - são; W₂ - pouco alterado; W₁₋₂ - são a pouco alterado;W₃ - medianamente alterado; W₄ - muito alterado; W₅ - decomposto; W₄₋₅ - muito alterado a decomposto;Fracturação do maciço rochoso - espaçamento entre fracturas (F), em cm: F₁ - muito afastadas (>200);F₂ - afastadas (60 a 200); F₁₋₂ - afastadas; F₃ - medianamente afastadas (20 a 60); F₄ - próximas (6 a 20);F₅ - muito próximas (<6); F₄₋₅ - próximas;

Quadro 4.4 – Quadro síntese das amostras obtidas nas sondagens S27, S30 e S40 da A2 - Auto-estrada do Sul.

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Litologia
S27 (comprimento:20m; inclinação:90°) Alteração:0,0-7,4m (W ₃);7,4-20m (W ₁₋₂); Fracturação:0,0-0,8m (F ₄ a F ₃); 0,8-12m (F ₃ a F ₄); 12-15 (F ₃ a F ₂); 15-20m (F ₄₋₅); Descrição sumária: 0,0-20m- Grauvaques com níveis delgados de xistos argilosos. Xistosidade e estratificação subvertical.	S27.04.01	9,22 - 9,37	Grauvaque
	S27.04.02	9,37 - 9,55	Grauvaque
	S27.04.03	10,75 - 10,91	Grauvaque
	S27.04.04	10,91 - 11,06	Grauvaque
	S27.05.01	12,70 - 12,88	Grauvaque
	S27.05.02	12,88 - 13,06	Grauvaque
	S27.05.03	13,30 - 13,46	Grauvaque
S30 (comprimento:37m; inclinação:90°) Alteração:0,0-0,8m (W ₄ a W ₃); 0,8-7m (W ₃); 7-9,8 (W ₂); 9,8-10,8 (W ₄₋₅); 10,8-37m (W ₂); Fracturação:0,0-0,8m(F ₄₋₅);0,8-5,6m (F ₄); 5,6-9,8m (F ₃ a F ₄); 9,8-10,8m (F ₅); 10,8-14,1m (F ₃ a F ₂); 14,1-16m (F ₄); 16-24,6m (F ₃ a F ₄); 24,6-26,4m (F ₄); 26,4-29m (F ₄ a F ₃); 29-34m (F ₃); 34-37m (F ₄ a F ₃); Descrição sumária: 0,0-37m-Predominam grauvaques com intercalações de xistos, com xistosidade subvertical. Nos grauvaques ocorrem níveis com fragmentos líticos e alguns níveis de microconglomerado. As fracturas preenchidas por películas finas argilosas. Dos 9,8-10,8m: falha com preenchimento argiloso, com quartzo e fragmentos de grauvaque.	S30.07.01	17,65 - 17,81	Grauvaque
	S30.07.02	18,30 - 18,48	Grauvaque
	S30.07.03	19,00 - 19,18	Grauvaque
	S30.07.04	19,35 - 19,53	Grauvaque
	S30.07.05	19,53 - 19,71	Grauvaque
	S30.07.06	20,25 - 20,43	X / G
	S30.08.01	21,25 - 21,40	X / G
	S30.08.02	21,80 - 21,95	X / G
	S30.11.01	29,25 - 29,41	Grauv. c/ frag. líticos
	S30.11.02	29,46 - 29,64	Grauv. c/ frag. líticos
	S30.11.03	30,21 - 30,39	Grauv. c/ frag. líticos
	S30.11.04	31,14 - 31,32	Grauv. c/ frag. líticos
	S30.11.05	31,52 - 31,07	Grauv. c/ frag. líticos
S30.11.06	30,96 - 31,14	Grauv. c/ frag. líticos	
S40 (comprimento:35m; inclinação:90°) Alteração: 0,0-10,8m (W ₃); 10,8-35m (W ₂); Fracturação: 0,0-10,8m (F ₄₋₅);10,8-12,3m (F ₄ a F ₃); 12,3-13,6m (F ₄₋₅); 13,6-20,8m (F ₃ a F ₄); 20,8-30,4m (F ₄₋₅); 30,4-35m (F ₄ a F ₃); Descrição sumária: 0,0-10m- Xistos e grauvaques finamente estratificados. Estratificação e xistosidade com atitude horizontal. As fracturas encontram-se preenchidas por argila.	S40.06.01	17,13 - 17,28	X / G
	S40.06.02	17,32 - 17,50	X / G
	S40.06.03	17,50 - 17,67	X / G
	S40.10.01	30,90 - 31,06	X / G
	S40.10.02	31,46 - 31,64	X / G
	S40.10.03	32,15 - 32,33	X / G

X / G - Xistos e grauvaques intercalados; Grauvaque c/ frag. líticos - grauvaque com fragmentos líticos;
Alteração do maciço rochoso (W): W₁ - são; W₂ - pouco alterado; W₁₋₂ - são a pouco alterado; W₃ - medianamente alterado; W₄ - muito alterado; W₅ - decomposto; W₄₋₅ - muito alterado a decomposto;
Fracturação do maciço rochoso - espaçamento entre fracturas (F), em cm: F₁ - muito afastadas (>200); F₂ - afastadas (60 a 200); F₁₋₂ - afastadas; F₃ - medianamente afastadas (20 a 60); F₄ - próximas (6 a 20); F₅ - muito próximas (<6); F₄₋₅ - próximas;

Quadro 4.5 – Quadro síntese das amostras obtidas nas sondagens F1, F2 e F3 da barragem do Funcho.

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Litologia
F1 (comprimento:44m; inclinação:90°) Alteração: 0,2-0,7m(W _{4,5}); 0,7-7,3m (W ₄); 7,3-16,65m (W ₃);16,65-18m (W ₂); 18-31,2m (W _{1,2}); 31,2-44m (W ₁); Fracturação: 0,7-6,55m (F _{4,5}); 6,55-9m (F ₄); 9-9,48m (F _{4,5}); 9,48-13,96m (F ₃ a F ₄); 13,96-15,7m (F ₄); 15,7-22,55m (F ₃); 22,55-26,4m (F ₄ a F ₃); 26,4-35,6m (F ₃ a F ₂); 35,6-36,2m (F ₄); 36,2-40,4m (F ₃ a F ₂); 40,4-42,9m (F ₄); 42,9-44m (F ₃ a F ₄); Descrição sumária: 0-0,7m- Solo residual de cobertura; 0,7-16,65m- Predominam grauvaques alterados, com intercalações de xistos argilosos muito alterados; 16,65-26,15m- xistos pouco alterados com intercalações de grauvaques pouco alterados; 26,15-44m- predominam grauvaques são, com intercalações de xistos pouco alterados. Estratificação e xistosidade a 45° do eixo da sondagem com fracturação predominante paralela à estratificação.	F01.06.01	19,07 - 19,25	X (G)
	F01.06.02	19,39 - 19,56	X (G)
	F01.06.03	25,00 - 25,15	X (G)
	F01.07.01	22,40 - 22,58	X (G)
	F01.07.02	23,45 - 23,63	X (G)
	F01.08.01	28,02 - 28,20	Grauvaque
	F01.08.02	29,13 - 29,31	Grauvaque
	F01.08.03	29,49 - 29,67	Grauvaque
	F01.09.01	31,20 - 31,38	Grauvaque
	F01.09.02	31,38 - 31,56	Grauvaque
	F01.09.03	31,73 - 31,91	Grauvaque
	F01.09.04	32,23 - 32,41	Grauvaque
	F01.09.05	32,41 - 32,59	Grauvaque
	F01.09.06	32,59 - 32,77	Grauvaque
	F01.09.07	32,77 - 32,95	Grauvaque
	F01.11.01	39,17 - 39,35	X (G)
	F01.11.02	40,72 - 40,88	X (G)
F01.11.03	41,60 - 41,78	Grauvaque	
F1.1	8,98	Diaclase (em grau.)	
F1.3	16,65	Diaclase (em xisto)	
F1.4	17,9	Diaclase (em xisto)	
F1.5	23,0	Diaclase (em xisto)	
F1.6	26,4	Diaclase (em xisto)	
F2 (comprimento:44m; inclinação:90°) Alteração: 0,6-1m (W _{4,5}); 1-2,85m (W ₄); 2,85-7,9m (W ₃); 7,9-9,9m (W ₃ a W ₄); 9,9-23,82m (W ₃); 23,82-31,96m (W ₂); 31,96-36,92m (W _{1,2}); 36,92-44m (W ₁);Fracturação: 0,6-6m (F ₄ a F ₅); 6-9,9m (F _{4,5}); 9,9-12,06m (F ₄); 12,06-14,82m (F _{4,5}); 14,82-19m (F ₄); 19-22,28m (F ₄ a F ₃); 22,28-22,5m (F ₅); 22,5-24m (F ₄); 24-27,95m (F ₃); 27,95-32,5m (F ₄); 32,5-39,43m (F ₃ a F ₄); 39,43-44m(F ₃ a F ₂); Descrição sumária: 0-0,6m- Solo residual de cobertura; 0,6-7m- Grauvaques, alterados intercalados com xistos argilosos alterados; 7-18,54m- Grauvaques alterados, (no troço 7,87-9,9m: zona de falha com esmagamentos múltiplos-litologias muito alteradas); 18,54-33,95m- Bancadas alternadas de grauvaques e xistos argilosos pouco alterados; 33,95-44m- Bancadas de grauvaques são a pouco alterados com intercalações de xistos argilosos pouco alterados. Estratificação e xistosidade a 45° do eixo da sondagem com fracturação predominante paralela à estratificação.	F02.07.01	25,13 - 25,29	G (X)
	F02.07.02	25,45 - 25,63	G (X)
	F02.10.01	36,55 - 36,73	Grauvaque
	F02.10.02	36,73 - 36,91	G (X)
	F02.10.03	37,10 - 37,26	X / G
	F02.10.04	37,30 - 37,44	X / G
	F02.11.01	37,80 - 37,96	G (X)
	F02.11.02	37,96 - 38,11	Grauvaque
	F02.11.03	38,39 - 38,54	G (X)
	F02.11.04	38,54 - 38,72	G (X)
	F02.11.05	39,12 - 39,30	G (X)
	F02.11.06	39,30 - 39,46	G (X)
	F02.11.07	39,46 - 39,64	Grauvaque
	F02.11.08	40,25 - 40,42	G (X)
	F02.11.09	42,62 - 42,77	Grauvaque
F2.1	21,6	Diaclase (em xisto)	
F2.2	24,2	Diaclase (em xisto)	
F2.3	30,5	Diaclase (em xisto)	
F2.3A	30,5	Diaclase (em xisto)	
F3 (comprimento:49m; inclinação:90°) Alteração: 0,66-4,2m (W ₄); 4,2-19m (W ₃ a W ₄); 19-42m (W _{1,2}); 42-49m (W ₁); Fracturação: 0,66-12,2m (F _{4,5}); 12,2-20,9m (F ₄ a F ₃); 20,9-24m (F _{4,5}); 24-33,2m (F ₄); 33,2-49m (F ₃ a F ₄); Descrição sumária: 0-0,66m- Solo residual de cobertura; 0,66-7,6m- Grauvaques muito alterados intercalados com xistos argilosos alterados;7,6-19m-Grauvaques alterados, com alguns leitos de xistos argilosos intercalados (aos 10,91 ocorre grauvaque muito alterado sobrejacente a uma zona muito fracturada e com filonetes de quartzo); 19-44m - Grauvaques pouco alterados com intercalações de xistos argilosos pouco alterados; 44-49m- xistos argilosos são com intercalações de grauvaques são. Estratificação e xistosidade a 45° do eixo da sondagem com fracturação predominante paralela à estratificação.	F3.1	5,2	Diaclase (em xisto)
	F3.2	26,5	Diaclase (em grauvaque)

X / G - Xistos e grauvaques intercalados; Grauvaque c/ frag. líticos - grauvaque com fragmentos líticos;
G (X) - Grauvaques com intercalações de xistos;
Alteração do maciço rochoso (W): W₁ - são; W₂ - pouco alterado; W_{1,2} - são a pouco alterado; W₃ - medianamente alterado; W₄ - muito alterado; W₅ - decomposto; W_{4,5} - muito alterado a decomposto;
Fracturação do maciço rochoso - espaçamento entre fracturas (F), em cm: F₁ - muito afastadas (>200); F₂ - afastadas (60 a 200); F_{1,2} - afastadas; F₃ - medianamente afastadas (20 a 60); F₄ - próximas (6 a 20); F₅ - muito próximas (<6); F_{4,5} - próximas;

Posteriormente, com o objectivo de obter amostras para a realização do ensaio de expansibilidade, de modo a tentar avaliar a influência da anisotropia destes materiais rochosos na sua expansibilidade, foi feita a observação da amostragem das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul. Pretendiam-se amostras apresentando o mesmo estado de alteração, mas com orientações distintas da foliação, relativamente à direcção de deslocamento por expansão que no caso, corresponde ao eixo do provete. Foram consideradas, as três situações das sequências estratigráficas dos xistos e grauvaques, anteriormente referidas de ocorrência mais comum, nestas formações turbidíticas (X(G); X/G; G(X) e G), e três orientações da foliação (0°, 45° e 90°) na selecção das amostras. Para além da amostragem de algumas sondagens, S1, S4, S7 e S15, antes seleccionadas, foi seleccionada ainda, a amostragem das sondagens S6, S8 e S31.

A preparação dos provetes consistiu no corte dos tarolos perpendicularmente ao seu eixo, com altura requerida para os ensaios de expansibilidade. O corte foi realizado a seco com um disco diamantado para não modificar o teor em água dos materiais.

As amostras preparadas, num total de 36 provetes de rocha foram identificadas com uma a duas letras, para identificação da litologia (X(G); X/G; G(X) e G), seguidas de dois algarismos correspondendo ao valor de orientação dos planos de foliação do material, relativamente ao eixo da sondagem, aos quais se seguem a letra S, de sondagem, e 3 pares de algarismos que identificam a sua proveniência respectivamente a sondagem, a caixa de amostragem e a amostra, separados entre si por um ponto.

Por exemplo a referência da amostra G90-S01.02.01, significa que é um grauvaque com orientação da foliação perpendicular ao eixo da sondagem, e constitui a amostra de grauvaque número 1 que pertence à caixa 2 da sondagem S1.

Nos quadros 4.6 e 4.7 apresenta-se uma síntese das amostras seleccionadas para os ensaios de expansibilidade, obtidas das sondagens levadas a efeito na A2 - Auto-estrada do Sul.

Da amostragem de profundidade estudada, foram seleccionadas três amostras de xisto (S1X, S15X e S40X) e três amostras de grauvaque (S1G, S15G e S40G) das sondagens S1, S15 e S40 da A2 - Auto-estrada do Sul, e duas amostras da sondagem F1 da barragem do Funcho, uma amostra de xisto (F1X) e outra amostra de grauvaque (F1G), para análises mineralógicas por DRX, com o objectivo de determinar a composição mineralógica dos materiais da amostragem de profundidade. Nas amostras S15X, S15G, F1X e F1G foram realizados alguns ensaios físicos com a intenção de obter valores de referência sobre a massa volúmica, a porosidade e o índice de vazios, tanto para as amostras da A2 - Auto-estrada do Sul, como para as amostras da barragem do Funcho.

4.4 - Ensaio de laboratório

No caso de rochas brandas, os ensaios laboratoriais são muito importantes para o estudo do comportamento do maciço rochoso a que pertencem, dado que as propriedades dos materiais rochosos de baixa resistência representam, aproximadamente, as do maciço rochoso (Oliveira, 1993).

A caracterização geotécnica das rochas, deve ser feita através de um conjunto de ensaios que sejam interessantes e expeditos, no que respeita a custos, rapidez e facilidade de execução, e

sem comprometerem o estudo adequado dessas rochas, de modo a que a sua aplicação generalizada seja viável.

Quadro 4.6 – Quadro síntese das amostras, para os ensaios de expansibilidade, obtidas nas sondagens S1, S4, S6 e S7 da A2 - Auto-estrada do Sul.

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Litologia
S1 (Comprimento:10,1m; inclinação:90°); Alteração: 0,5-0,8m (W ₅); 0,8-3,6m (W ₂) a W ₃ ; 3,6-10m (W ₂);Fracturação: 0,5-4,2m (F ₄₋₅); 2,4-10m (F ₂ a F ₃); Descrição sumária: 0,0-0,5m-Terra vegetal; 0,5-10,1m- Níveis de grauvaques com intercalações de níveis xistosos. A xistosidade é subhorizontal, com menor inclinação que a estratificação. Ocorrem filões de quartzo entre os 9,10-9,25m.	G90-S01.02.01		Grauvaque
	G90-S01.02.02	3,6 - 6,7	Grauvaque
	G90-S01.02.03		Grauvaque
S4 (comprimento:22m; inclinação:90°) Alteração:0,4-1,2m (W ₄₋₅); 1,2-2m (W ₃ a W ₄); 2-6,1m (W ₃); 6,1-22m (W ₁₋₂); Fracturação:0,4-1,2m (F ₅);1,2-6,8m (F ₄₋₅); 6,8-12,1m (F ₃ a F ₂); 12,1-13,5m a (F ₃ a F ₄); 13,5-22m (F ₃ a F ₂); Descrição sumária:0,0-0,4m-Terra vegetal; 0,4-22m - Grauvaques predominantes com intercalações de níveis xistosos. A foliação xistosa aparece marcada essencialmente nos xistos	G(X)90-S04.06.01		G (X)
	G(X)90-S04.06.02		G (X)
	G(X)90-S04.06.03		G (X)
	X/G90-S04.06.01	15,25 - 18,15	X / G
	X/G90-S04.06.02		X / G
	X/G90-S04.06.03		X / G
	X(G)90-S04.06.01		X (G)
X(G)90-S04.06.02		X (G)	
X(G)90-S04.06.03		X (G)	
S6 (comprimento:10m; inclinação:90°); Alteração:0,2-0,7m (W ₅); 0,7-5,8m (W ₃); 5,8-6,4m (W ₄); 6,4-7m (W ₃); 7-10m (W ₂); Fracturação: 0,7-2,5m (F ₄₋₅); 2,5-5,8m (F ₃ a F ₄); 5,8-7,2m (F ₄₋₅); 7,2-10m (F ₃); Descrição sumária:0,0-0,2m- Terra vegetal; 0,2-10m - Intercalações de xistos e grauvaques. Níveis grauvacóides predominam entre dos 2,80m aos 8,75m.	X/G45-S06.04.04		X / G
	X/G45-S06.04.05	8,75 - 10	X / G
	X/G45-S06.04.06		X / G
S7 (comprimento:10m; inclinação: 90°) Alteração:0,2-1,1m (W ₄); 1,1-4,7m (W ₃); 4,7-10m (W ₂); Fracturação: 0,2-4,7m (F ₄₋₅); 4,7-10m (F ₃ a F ₂); Descrição sumária: 0,0-0,2m-Terra vegetal; 0,2-10m- Níveis grauvacóides com intercalações de níveis de xistosos.	G(X)45-S07.04.04		G (X)
	G(X)45-S07.04.05		G (X)
	G(X)45-S07.04.06	8,7 - 10	G (X)
	X(G)45-S07.04.04		X (G)
	X(G)45-S07.04.05		X (G)
	X(G)45-S07.04.06		X (G)

X (G) - Xistos com intercalações de grauvaques; X / G - Xistos e grauvaques intercalados;

G (X) - Grauvaques com intercalações de xistos;

Alteração do maciço rochoso (W): W₁ - são; W₂ - pouco alterado; W₁₋₂ - são a pouco alterado;

W₃ - medianamente alterado; W₄ - muito alterado; W₅ - decomposto; W₄₋₅ - muito alterado a decomposto;

Fracturação do maciço rochoso - espaçamento entre fracturas (F), em cm: F₁ - muito afastadas (>200);

F₂ - afastadas (60 a 200); F₁₋₂ - afastadas; F₃ - medianamente afastadas (20 a 60); F₄ - próximas (6 a 20);

F₅ - muito próximas (<6); F₄₋₅ - próximas;

Quadro 4.7 – Quadro síntese das amostras, para os ensaios de expansibilidade, obtidas nas sondagens S8, S15 e S31 da A2 - Auto-estrada do Sul.

Sondagem	Amostra	Profundidade (m)	Litologia
S8 (comprimento:10m; inclinação: 90°); Alteração:0,5-3,5m (W ₃ a W ₄); 3,5-10m (W ₃); Fracturação: 0,5-8,5m (F ₄₋₅); 8,5-10m (F ₃ a F ₄); Descrição sumária: 0,0-0,2m- Terra vegetal; 0,2-10m- Níveis grauvacóides com intercalações de níveis xistosos.	G45-S08.04.04		Grauvaque
	G45-S08.04.05	9,0 - 10	Grauvaque
	G45-S08.04.06		Grauvaque
S15 (comprimento:21m; inclinação:90°) Alteração:0,0-2,7m (W ₄ a W ₃); 2,7-8m (W ₃); 8-20m (W ₁₋₂); Fracturação: 0,0-3,8m (F ₄₋₅); 3,8-6,6m (F ₄); 6,6-8,2m (F ₄₋₅); 8,2-9,8m (F ₄); 9,8-13m (F ₃ a F ₄); 13-21m (F ₃); Descrição sumária: 0,0-21m -Sequência de níveis de xisto, por vezes predominantes, intercalados com níveis de grauvaque. Geralmente a estratificação é horizontal a subhorizontal e a xistosidade subvertical. Até aos 2,5m são frequentes os níveis argilosos. Até aos 8m ocorrem níveis argilosos nas fracturas.	G0-S15.05.07		Grauvaque
	G0-S15.05.08	12,65 - 15,60	Grauvaque
	G0-S15.05.09		Grauvaque
	G(X)0-S15.07.07		G (X)
	G(X)0-S15.07.08		G (X)
	G(X)0-S15.07.09		G (X)
	X(G)0-S15.07.07	18,4 - 21,0	X (G)
	X(G)0-S15.07.08		X (G)
	X(G)0-S15.07.09		X (G)
	S31 (comprimento:10m; inclinação:90°); Alteração: 0,0-0,8m (W ₄₋₅); 0,8-1,9m (W ₄ a W ₃); 1,9-3m (W ₃); 3-10m (W ₁₋₂); Fracturação: 0,0-1,8m (F ₅); 1,8-2,5m (F ₄₋₅); 2,5-5,8m (F ₄ a F ₃); 5,8-7,5m (F ₃); 7,5-10m (F ₂ a F ₃); Descrição sumária: 0,0-10m- Grauvaques, predominantes até aos 7,5m, com algumas intercalações de xistos, com foliação vertical	X/G0-S31.03.07	
X/G0-S31.03.08		5,80 - 8,70	X / G
X/G0-S31.03.09			X / G

X (G) - Xistos com intercalações de grauvaques; X / G - Xistos e grauvaques intercalados;

G (X) - Grauvaques com intercalações de xistos;

Alteração do maciço rochoso (W): W₁-são; W₂-pouco alterado; W₁₋₂-são a pouco alterado; W₃-medianamente alterado; W₄-muito alterado; W₅-decomposto; W₄₋₅-muito alterado a decomposto;

Fracturação do maciço rochoso - espaçamento entre fracturas (F), em cm: F₁-muito afastadas (>200); F₂- afastadas (60 a 200); F₁₋₂ - afastadas; F₃-medianamente afastadas (20 a 60); F₄- próximas (6 a 20); F₅- muito próximas (<6); F₄₋₅ - próximas;

Sobre as amostras referidas na secção 4.3, foi realizado um conjunto de ensaios laboratoriais, entre os quais, as análises químicas e mineralógicas foram efectuadas em laboratórios do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro, os ensaios físicos, os ensaios de previsão da alterabilidade e alguns ensaios mecânicos foram efectuados no laboratório de Geotecnia do Departamento de Geociências da Universidade Évora, enquanto que os ensaios de expansibilidade, os ensaios dinâmicos e a quase totalidade dos ensaios mecânicos tiveram lugar no Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André (CEGSA).

Nos Quadros 4.8 e 4.9 apresenta-se, respectivamente, para a amostragem de superfície e para a amostragem de profundidade, uma síntese dos ensaios de laboratório realizados sobre cada amostra.

Quadro 4.8 – Síntese dos ensaios de laboratório realizados na amostragem de superfície.

Amostra		DRX	FRX	MVA	PA	IV	DMA	AM	EXP	AAO	ASM	CP	VUS
XISTOS	1W3/W2X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	2W3/W2X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	2W4X	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
	2AW3/W2X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	2AW4/W3X	X	X	X	X	X	X	X		X	X		
	3W4/W3X	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
	4W2X	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
	4W3XG	X		X	X	X	X	X					
	4W3/W4X	X		X	X	X	X	X					
	5W4X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	7W2/W1X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	8W3/W4X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	9W1-2X	X		X	X	X						X	
	10W1-2X	-		X	X	X							
	11W3X	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
12W4X	X		X	X	X	X	X	X	X	X			
13W2/W3X	X		X	X	X	X	X	X	X	X			
14W4-5X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			
GRAUVAQUES	1W2/W3G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	1W3/W4G	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
	2W2/W3G	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
	2AW2/W1G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	3W2/W3G	X		X	X	X	X	X	X	X	X		
	3W4G	X		X	X	X	X	X					
	5W4G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	6W2/W1G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	7W1G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	8W3G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
	9W1-2G	X		X	X	X						X	
	10W1G	X		X	X	X						X	X
	13W2G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
15W4G	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			

DRX - análise por difração de raios-X; FRX - análise química por espectrometria de fluorescência de raios-X; MVA - determinação da massa volúmica aparente; PA - determinação da porosidade aparente; IV - determinação do índice de vazios; DMA - ensaio desgaste em meio aquoso; AM - ensaio de adsorção de azul de metileno; EXP - ensaio de expansibilidade; AAO - ensaio de ataque pela água oxigenada; ASM - ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio; CP - ensaio de carga pontual; VUS - determinação da velocidade de propagação de ultra-sons.

Quadro 4.9 – Síntese dos ensaios de laboratório realizados na amostragem de profundidade.

Amostra	EXP	CU	DEF	CP	VUS	Amostra	CU	DEF	CP	VUS
X(G)90-S04.06.01	X					S03.03.09	X		X	X
X(G)90-S04.06.02	X					S04.03.01	X	X		X
X(G)90-S04.06.03	X					S04.03.02	X	X		X
X(G)45-S07.04.04	X					S04.03.03	X			X
X(G)45-S07.04.05	X					S04.03.04	X			X
X(G)45-S07.04.06	X					S04.03.05	X			X
X(G)0-S15.07.07	X					S04.03.06	X			X
X(G)0-S15.07.08	X					S04.03.07	X			X
X(G)0-S15.07.09	X					S04.03.08	X	X		X
X/G90-S04.06.01	X					S04.03.09	X	X		X
X/G90-S04.06.02	X					S04.03.10	X			X
X/G90-S04.06.03	X					S04.03.11	X			X
X/G45-S06.04.04	X					S04.03.12	X			X
X/G45-S06.04.05	X					S04.04.01	X		X	X
X/G45-S06.04.06	X					S04.04.02	X		X	X
X/G0-S31.03.07	X					S04.04.03	X		X	X
X/G0-S31.03.08	X					S04.04.04	X		X	X
X/G0-S31.03.09	X					S04.04.05	X		X	X
G(X)90-S04.06.01	X					S04.04.06	X	X	X	X
G(X)90-S04.06.02	X					S04.06.01	X			X
G(X)90-S04.06.03	X					S04.06.02	X	X		X
G(X)45-S07.04.04	X					S04.06.03	X	X		X
G(X)45-S07.04.05	X					S04.06.04	X			X
G(X)45-S07.04.06	X					S05.03.01	X		X	X
G(X)0-S15.07.07	X					S05.03.02	X		X	X
G(X)0-S15.07.08	X					S05.03.03	X	X	X	X
G(X)0-S15.07.09	X					S05.03.04	X		X	X
G90-S01.02.01	X					S07.03.01	X		X	X
G90-S01.02.02	X					S07.03.02	X		X	X
G90-S01.02.03	X					S15.04.01	X		X	X
G45-S08.04.04	X					S15.04.02	X	X	X	X
G45-S08.04.05	X					S15.04.03	X	X	X	X
G45-S08.04.06	X					S15.05.01	X			X
G0-S15.05.07	X					S15.05.02	X			X
G0-S15.05.08	X					S15.06.01	X	X	X	X
G0-S15.05.09	X					S15.06.02	X	X	X	X
S01.02.01		X			X	S15.06.03	X		X	X
S01.02.02		X			X	S15.06.04	X		X	X
S01.02.03		X			X	S15.06.05	X		X	X
S01.04.01		X		X	X	S15.07.01	X	X		X
S01.04.02		X		X	X	S15.07.02	X			X
S01.04.03		X		X	X	S15.07.03	X			X
S01.04.04		X		X	X	S15.07.04	X			X
S01.04.05		X		X	X	S22.02.01	X		X	X
S01.04.06		X	X	X	X	S22.02.02	X		X	X
S01.04.07		X	X	X	X	S22.02.03	X		X	X
S03.03.01		X		X	X	S22.02.04	X		X	X
S03.03.02		X		X	X	S22.02.05	X		X	X
S03.03.03		X		X	X	S22.02.06	X		X	X
S03.03.04		X	X	X	X	S27.04.01	X		X	X
S03.03.05		X		X	X	S27.04.02	X		X	X
S03.03.06		X		X	X	S27.04.03	X		X	X
S03.03.07		X		X	X	S27.04.04	X		X	X
S03.03.08		X		X	X	S27.05.01	X		X	X

Quadro 4.9 – Síntese dos ensaios de laboratório realizados na amostragem de profundidade (continuação).

Amostra	CU	DEF	CP	VUS	Amostra	CU	DEF	CP	VUS	Amostra	DRX	MVA	PA	IV	DD
S27.05.02	X		X	X	F01.08.01	X	X	X	X	F1.1					X
S27.05.03	X		X	X	F01.08.02	X		X	X	F1.3					X
S27.05.04	X		X	X	F01.08.03	X		X	X	F1.4					X
S27.05.05	X		X	X	F01.09.01	X		X	X	F1.5					X
S30.07.01	X			X	F01.09.02	X		X	X	F1.6					X
S30.07.02	X			X	F01.09.03	X		X	X	F2.1					X
S30.07.03	X			X	F01.09.04	X		X	X	F2.2					X
S30.07.04	X			X	F01.09.05	X		X	X	F2.3					X
S30.07.05	X			X	F01.09.06	X	X	X	X	F2.3A					X
S30.07.06	X	X		X	F01.09.07	X	X	X	X	F3.1					X
S30.08.01	X	X	X	X	F01.11.01	X			X	F3.2					X
S30.08.02	X		X	X	F01.11.02	X			X	S1X	X				
S30.11.01	X		X	X	F01.11.03	X			X	S15X	X	X	X	X	
S30.11.02	X		X	X	F02.07.01	X			X	S40X	X				
S30.11.03	X		X	X	F02.07.02	X	X		X	F1X	X	X	X	X	
S30.11.04	X		X	X	F02.01.01		X		X	S1G	X				
S30.11.05	X	X	X	X	F02.10.02	X			X	S15G	X	X	X	X	
S30.11.06	X	X	X	X	F02.10.03	X			X	S40G	X				
S40.06.01	X			X	F02.10.04	X			X	F1G	X	X	X	X	
S40.06.02	X	X		X	F02.11.01	X		X	X						
S40.06.03	X			X	F02.11.02	X		X	X						
S40.10.01	X		X	X	F02.11.03	X		X	X						
S40.10.02	X		X	X	F02.11.04	X	X	X	X						
S40.10.03	X		X	X	F02.11.05	X	X	X	X						
F01.06.01	X			X	F02.11.06	X		X	X						
F01.06.02	X			X	F02.11.07	X		X	X						
F01.06.03	X			X	F02.11.08	X		X	X						
F01.07.01	X		X	X	F02.11.09	X		X	X						
F01.07.02	X	X	X	X											

DRX - análise por difracção de raios-X; MVA - determinação da massa volúmica aparente; PA - determinação da porosidade aparente; IV - determinação do índice de vazios; EXP - ensaio de expansibilidade; CP - ensaio de carga pontual; VUS - determinação da velocidade de propagação de ultrasons; CU - ensaio de compressão uniaxial; DEF - ensaio de deformabilidade; DD - ensaio de deslizamento de diaclases.

4.4.1 - Caracterização textural, química e mineralógica

A caracterização textural, mineralógica e química tem uma grande influência nas propriedades e comportamento geotécnico dos turbiditos do Flysch do Baixo Alentejo, devido à natureza argilosa destes materiais rochosos, principalmente os de fácies pelítica.

Dado que a composição química de uma rocha é o produto dos vários elementos químicos e das suas percentagens relativas que participam nos diversos minerais que formam a rocha, ela reflecte em grande medida a composição mineralógica de uma rocha.

Neste capítulo insere-se a caracterização mineralógica efectuada nas rochas em estudo, a qual teve por objectivo determinar a sua composição mineralógica e avaliar a influência do estado de alteração dos minerais no comportamento destes materiais rochosos. Foi utilizada nesta

caracterização a análise por difracção de raios-X, para a identificação dos minerais presentes, nomeadamente os minerais argilosos.

De forma a complementar os resultados obtidos pela difracção de raios-X, utilizou-se a técnica de fluorescência de raios-X, na determinação da composição química de algumas das amostras.

A análise mineralógica é usualmente realizada por observação microscópica de lâminas delgadas, podendo-se recorrer a métodos de análise qualitativa ou quantitativa. No primeiro caso, efectua-se apenas a identificação dos minerais presentes, enquanto que, no segundo caso, analisa-se a composição modal da amostra, ou seja, a quantidade relativa de ocorrência dos diversos tipos de minerais procedendo à contagem destes. A observação microscópica permite também caracterizar texturalmente a rocha em estudo.

Embora esta técnica tenha sido utilizada para a caracterização mineralógica de rochas argilosas, vários autores, consideram a difracção de raios-X a técnica mais adequada e precisa para o estudo da mineralogia das argilas e outros materiais argilosos (*e.g.* Rodrigues, 1976; Taylor & Spears, 1981; Ojima & Rodrigues, 1983; Grainger, 1984; Jeremias, 1997).

Deste modo, a análise mineralógica por observação microscópica de lâminas delgadas, revela-se pouco adequada ao estudo da mineralogia dos materiais rochosos turbidíticos, nomeadamente dos xistos, os quais são constituídos, na sua maior parte por minerais argilosos. Para o estudo dos minerais argilosos a aplicação de técnicas petrográficas por microscopia óptica tem pouca viabilidade, devido à reduzida dimensão dos seus cristais.

Verifica-se ainda, que é impraticável a preparação de lâminas delgadas de amostras com um estado de alteração acentuado, mesmo nas dos turbiditos mais grosseiros de fácies grauvacóide.

Os minerais argilosos, devido à dimensão muito reduzida dos seus cristais, assim como à diversidade das suas formas requerem para a sua identificação, caracterização e quantificação, o recurso a várias técnicas e métodos analíticos, tais como: difracção de raios-X; análise química por via húmida e por espectrometria de fluorescência de raios-X, análises térmicas diferencial, gravimétrica e dilatométrica, dissolução química selectiva, microscopia e microdifracção electrónica, determinação da superfície específica, determinação da capacidade de intercalação, determinação da capacidade de troca catiónica e determinação da matéria orgânica (Gomes, 1988).

Todas estas técnicas, quando utilizadas separadamente, fornecem informações insuficientes para a caracterização e compreensão do comportamento dos minerais argilosos e das argilas. Por esta razão, uma boa metodologia no estudo destes materiais será a utilização destas técnicas de forma complementar, e analisar conjuntamente, os resultados obtidos.

4.4.1.1 - Análise mineralógica por difracção de raios-X

Os aspectos teóricos desta técnica analítica, estão descritos de forma pormenorizada em Klug & Alexander (1974); Gomes (1979, 1988) e Moore & Reynolds (1989), não estando no âmbito deste trabalho, a abordagem detalhada destes aspectos.

Segundo Gomes (1979), a difracção de raios-X (DRX) pelos cristais consiste no fenómeno de difusão dos raios-X pelos electrões dos seus átomos, sem alteração do comprimento de onda, sendo necessário para que se produza um feixe difractado que sejam satisfeitas as condições geométricas, expressas pela lei de Bragg, ou seja, para uma dada família de planos reticulares da face de um cristal com um determinado espaçamento d_{hkl} só existe difracção ou reflexão selectiva dos raios-X, quando o ângulo de difracção ou de Bragg (θ) satisfaz a seguinte equação:

$$n\lambda = 2d_{hkl} \sin \theta \quad (4.1)$$

Em que n é um número inteiro representando a ordem da reflexão e λ é o comprimento de onda dos feixes de raios-X incidente e difractado (Figura 4.8).

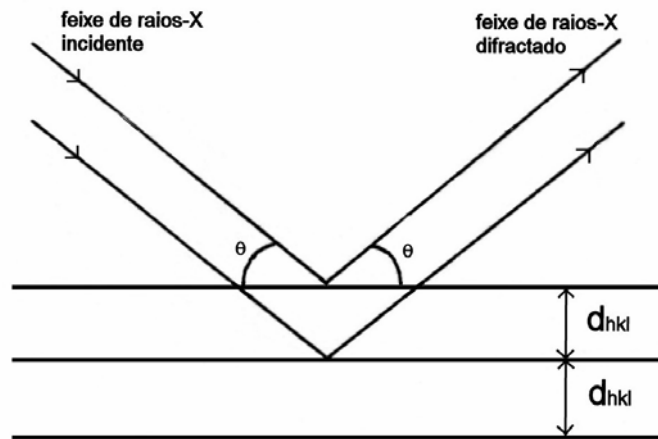


Fig.4.8 – Difracção dos raios-X na face de um cristal que corresponde a uma família de planos reticulares de equidistância d_{hkl} , para um ângulo de difracção θ .

Para um determinado conjunto de valores de λ, d, n , apenas existe um ângulo θ para o qual, os raios reflectidos, por um conjunto de planos reticulares, estão em fase, ou seja a diferença entre as trajectórias dos vários raios, corresponde a um múltiplo inteiro de comprimento de onda ($n\lambda$). Para outras posições angulares desses planos, o fenómeno da difracção não acontece.

Tirando partido destas propriedades, a técnica de DRX, consiste em fazer incidir sobre a amostra um feixe de raios-X focado, cujos ângulos de incidência se fazem variar por rotação da amostra e na medição do ângulo de reflexão e intensidade da radiação difractada por meio de um detector/contador de raios-X montado sobre o braço móvel de um goniómetro. Para que a geometria do dispositivo de detecção de raios-X seja mantida em relação à amostra, assim como, a focalização do feixe difractado, é necessário que o detector tenha uma velocidade angular dupla da velocidade do porta-amostra, ou seja, se este último roda θ , o goniómetro executa uma rotação de 2θ (Wilson, 1987). Deste modo, a radiação é recebida no detector segundo valores angulares 2θ .

A intensidade da radiação difractada que incide no detector, é proporcional aos impulsos fornecidos pelo contador, que são registados ou de forma digital ou analógicamente em papel próprio. Estes registos difractométricos ou difractogramas apresentam as posições dos máximos de difracção ou picos e as respectivas intensidades proporcionadas pelos cristais das várias espécies minerais presentes.

Com a identificação dos picos de difracção de uma amostra pode calcular-se a sua composição mineralógica aproximada. Esta avaliação é semi-quantitativa, uma vez que existem minerais diferentes que possuem ângulos de difracção idênticos.

As espécies minerais apresentam registos difractométricos ou modelos de difracção específicos e distintos o que possibilita a criação de tabelas organizadas, quer em termos de valores angulares 2θ , quer em termos dos espaçamentos d_{hkl} correspondentes aos picos mais intensos de difracção. Estas tabelas ajudam a identificar os minerais presentes numa amostra, e podem ser consultadas em trabalhos tais como os produzidos por Assunção & Garrido (1953), e Moore & Reynolds (1989).

A DRX é o método de análise que, isoladamente, fornece informações mais abrangentes, detalhadas e precisas no que se refere à caracterização e quantificação dos minerais argilosos, sendo um método não destrutivo, rápido e muito versátil (Gomes, 1988).

A preparação do material das 39 tomas laboratoriais analisadas (Quadros 4.8 e 4.9), consistiu em esquarterar sucessivamente o material rochoso das amostras seleccionadas, moído previamente num moinho de maxilas até obter 20 g de material de granulometria inferior a 0,425 mm, de modo a ser representativo das rochas em estudo; a fracção que foi analisada pode ser designada por amostra total, dado que assegura a presença de todas as espécies minerais da rocha.

Nas análises mineralógicas por DRX, foi utilizado um aparelho Philips com radiação $K\alpha$ Cu monocromatizado por filtro de Ni ou por cristal de grafite, composto por gerador PW 1130/90, goniómetro 1050/70, microprocessador PW1710 e registador PM 8203A.

De forma a agilizar a consulta da informação sobre a caracterização mineralógica efectuada nas rochas em estudo, os difractogramas relativos às amostras analisadas, assim como as respectivas interpretações são apresentadas no Capítulo 5.

4.4.1.2 - Análise química por espectrometria de fluorescência de raios-X

A fluorescência é a propriedade que os materiais apresentam de, ao serem excitados por uma radiação incidente, emitirem uma radiação visível ou muito próximo do visível.

A técnica da espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX), é descrita em pormenor em Norrish & Hutton (1969), Norrish & Chappell (1977), Jenkins (1976), Gomes (1979, 1988), Potts (1987) e Bennett & Oliver (1992), não se detalhando no presente trabalho, os seus aspectos teóricos.

A base teórica do método da FRX, consiste em se provocar nos elementos químicos de uma amostra a analisar, a emissão de um espectro de linhas características de comprimento de onda fixo através da incidência de um feixe policromático de raios-X de alta energia (raios-X

de fluorescência). Assim, esses elementos podem ser identificados pela análise dos comprimentos de onda das radiações emitidas (Gomes, 1979).

A FRX é um método preciso, versátil e bastante mais rápido que os métodos convencionais de análise química por via húmida. No entanto, é um método destrutivo e que não possui um carácter absoluto pelo que, não dispensa o apoio das análises químicas convencionais.

A análise por FRX é efectuada por um espectrómetro de raios-X (Figura 4.9), em que é feita a difracção da radiação incidente na amostra numa família de planos reticulares de um cristal com um espaçamento d_{hkl} conhecido. De acordo com a lei de Bragg (eq. 4.1) apenas a radiação com um comprimento de onda simples é reflectida para uma dada posição θ do cristal, podendo a intensidade dessa radiação reflectida, ser medida por um detector conveniente.

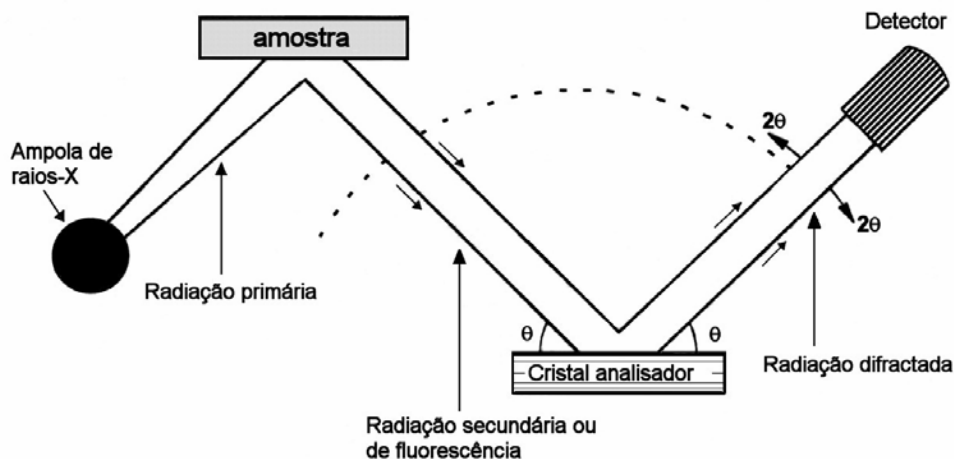


Fig. 4.9 – Representação esquemática dos componentes básicos de um espectrómetro de raios-X.

Do conjunto de amostras de rocha, anteriormente moídas e preparadas para a análise por DRX, seleccionaram-se 16 amostras que correspondem a rochas com distintos graus de alteração, para análise química por FRX (Quadro 4.8).

Estas análises foram realizadas, utilizando um espectrómetro Philips PW 1410/00, o qual dispõe de um gerador PW 1732/10, um “channel control” PW 1390 e registador PM 8203. Foi utilizada a radiação $Cr K\alpha$ e as concentrações operacionais 25mA, 45 Kv, contador de fluxo, colimador fixo e cristais analisadores ou dispersores TIAP e Li F 220.

No Quadro 4.10, apresentam-se os resultados das análises químicas limitados aos chamados elementos químicos maiores, efectuadas por FRX, nas amostras de xistos e grauvaques com distintos estados de alteração. Os resultados estão expressos em percentagens ponderais dos elementos maiores sob a forma de óxidos.

Quadro 4.10 – Composição química das amostras de xistos e grauvaques com distintos estados de alteração.

Amostra	Fe ₂ O ₃ (%)	MnO (%)	TiO ₂ (%)	CaO (%)	K ₂ O (%)	P ₂ O ₅ (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	Na ₂ O (%)	P.R. (%)	Total (%)
1W3/W2X	7,92	0,06	0,93	0,08	3,92	0,21	56,58	20,12	2,29	0,74	6,40	99,25
2W3/W2X	7,21	0,26	0,97	0,04	3,61	0,05	58,81	21,06	1,62	0,75	5,67	100,05
2AW3/W2X	7,02	0,35	0,92	0,95	3,19	0,23	56,80	20,38	2,49	1,13	5,93	99,39
2AW4/W3X	7,31	0,05	0,86	0,02	3,31	0,24	59,20	19,64	1,75	0,86	5,94	99,18
5W4X	10,40	0,09	1,30	0,03	3,44	0,03	51,39	23,22	2,35	1,13	6,53	99,91
7W2/W1X	7,74	0,09	0,90	0,30	2,79	0,14	62,30	17,50	2,22	1,79	4,41	100,18
8W3/W4X	6,20	0,02	1,05	0,01	2,91	0,07	65,12	18,68	0,25	0,96	5,25	100,52
14W4-5X	8,73	0,24	0,94	0,13	3,27	0,13	58,39	20,00	2,06	0,74	5,19	99,82
1W2/W3G	5,13	0,04	0,61	0,01	1,19	0,04	77,79	10,51	0,69	0,87	3,17	100,05
2AW2/W1G	5,48	0,27	0,51	1,04	0,92	0,13	75,92	9,29	1,48	1,47	3,21	99,72
5W4G	7,07	0,06	0,95	0,03	1,85	0,06	64,73	17,35	1,74	1,38	4,89	100,11
6W2/W1G	6,83	0,08	0,67	0,03	1,02	0,25	71,29	12,31	2,22	1,28	3,16	99,14
7W1G	4,44	0,11	0,63	3,52	1,47	0,29	65,01	14,48	1,86	4,58	4,28	100,67
8W3G	5,76	0,05	0,76	0,02	1,56	0,07	71,18	14,86	0,33	1,13	4,57	100,29
13W2G	7,33	0,08	0,90	0,06	2,34	0,12	64,03	17,57	1,86	2,01	4,01	100,31
15W4G	5,89	0,03	0,71	0,14	1,63	0,18	67,48	15,59	1,48	1,91	4,27	99,31

P.R. - Perda ao rubro

4.4.2 - Ensaio físicos

Sob esta designação incluem-se os ensaios realizados para determinar as propriedades básicas, essencialmente de natureza física e inerentes ao material rocha, as quais, juntamente com as propriedades químicas e mineralógicas, definem as características primárias da rocha e influenciam directamente as suas restantes características.

Estes ensaios físicos, sistematizados nesta secção, podem ser em regra, designados também por ensaios índice, pois são efectivamente ensaios cujos procedimentos são simples e expeditos, necessitando de equipamento normalizado mas pouco sofisticado e de baixo custo e que dão indicações sobre as propriedades do material, por intermédio de correlações com ensaios mais complexos e morosos. As propriedades determinadas por estes ensaios devem ser indicativas, ou estar directamente relacionadas com as propriedades do material que é necessário avaliar num determinado problema geotécnico.

Os ensaios físicos realizados no âmbito da caracterização laboratorial efectuada neste trabalho foram:

- massa volúmica;
- porosidade;
- índice de vazios;
- desgaste em meio aquoso (“*Slake durability test*”);
- adsorção de azul de metileno;
- expansibilidade.

Deste conjunto de ensaios físicos, convém distinguir os ensaios de desgaste em meio aquoso, de expansibilidade e de adsorção de azul de metileno, cujo objectivo é comum e está relacionado com a avaliação da durabilidade dos materiais rochosos.

Exceptuando o ensaio de expansibilidade, que é moroso e requer equipamento algo sofisticado, todos os métodos são simples e expeditos como anteriormente se referiu.

O ensaio de carga pontual (“*Point Load Test*”), e a determinação da velocidade de propagação de ultra-sons, apesar de serem efectivamente técnicas de ensaio expeditas e pouco sofisticadas, que os permitem considerar como ensaios índice, foram incluídas nos ensaios mecânicos, uma vez que por norma, são realizados para obter indicações sobre a resistência da rocha à compressão uniaxial através de correlações.

Por envolverem técnicas e procedimentos correntes, amplamente divulgados na bibliografia da especialidade, os ensaios físicos atrás referidos, serão abordados de forma sumária. A interpretação dos resultados obtidos nestes ensaios será feita no Capítulo 5.

4.4.2.1 - Massa volúmica

A massa volúmica total ou, simplesmente, massa volúmica, pode ser definida como a massa por unidade de volume de rocha.

Este parâmetro depende da composição mineralógica, porosidade e quantidade de água intersticial. Sendo V o volume e M a massa da amostra no seu estado natural, então a massa volúmica é definida pela expressão:

$$\gamma = \frac{M}{V} = \frac{M_g + M_w}{V_v + V_g} \quad (4.2)$$

onde: γ é a massa volúmica; M é a massa da amostra; V é o volume da amostra; M_g é a massa dos grãos; M_w é a massa da água intersticial; V_v é o volume dos interstícios; V_g é o volume dos grãos.

De acordo com a norma sugerida pela Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM, 1979b), determinou-se a massa volúmica aparente, de todas as amostras referidas na secção 4.3.1 (Quadro 4.8), assim como, das amostras S15X, S15G, F1X e F1G, as quais foram seleccionadas na amostragem de profundidade referida na secção 4.3.2, com o objectivo de obter valores de referência, sobre a massa volúmica, nos dois litótipos predominantes, xistos argilosos e grauvaques, das formações turbidíticas do FBA (Quadro 4.9).

A massa volúmica aparente foi determinada pelo método da pesagem hidrostática com saturação da amostra sob vázio. Este método consiste na pesagem a seco de uma amostra constituída por um conjunto de provetes de rocha. De seguida é determinado o peso aparente dessa amostra dentro de água. A diferença entre o peso real de cada amostra e o seu peso aparente dentro de água é igual ao valor da impulsão sofrida pela amostra imersa.

Conhecido o valor desta impulsão, determina-se o volume da amostra, dividindo o peso da amostra pelo volume acabado de obter e chega-se ao valor da massa volúmica.

O volume dos interstícios, em cm^3 , é expresso, numericamente por $m_3 - m_1$, dado que a densidade da água a 20°C é, aproximadamente, 1. O volume aparente é $m_3 - m_2$, sendo o volume limitado pela superfície exterior da amostra. O volume impermeável é $m_1 - m_2$, sendo a diferença entre volume aparente e o volume dos interstícios acessíveis à água da amostra.

A massa volúmica aparente (γ_a) expressa em Kg/m^3 , é calculada pela expressão:

$$\gamma_a = \frac{m_1}{m_3 - m_2} \times 10^3 \text{ (Kg/m}^3\text{)} \quad (4.3)$$

onde:

- m_1 - massa do provete seco (em gramas);
- m_2 - massa do provete saturado imerso (em gramas);
- m_3 - massa do provete saturado, emerso (em gramas).

Os resultados obtidos para a massa volúmica, nos materiais estudados, encontram-se sintetizados nos Quadros 4.11 e 4.12.

4.4.2.2 - Porosidade

A porosidade de uma rocha pode ser definida pelo quociente entre o volume de vazios e o volume total dessa rocha, como mostra a seguinte expressão:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_v + V_g} \quad (4.4)$$

onde:

- n - porosidade;
- V - volume total da amostra;
- V_v - volume de vazios da amostra;
- V_g - volume de grãos da amostra.

A porosidade de uma rocha depende da sua génese sendo, geralmente influenciada pelos seguintes factores: i) granulometria; ii) forma dos grãos; iii) composição dos grãos; iv) orientação dos grãos; v) grau de compactação.

Durante o período subsequente à sua génese, as rochas podem deformar-se, desenvolvendo fissuras e fracturas, ou então alguns dos seus minerais podem dissolver-se ou alterar-se, dando origem a uma diminuição ou aumento da porosidade.

Numa rocha existem interstícios abertos (ou seja, vazios interligados uns com os outros e com a superfície externa da rocha) e interstícios fechados (vazios que estão isolados sem qualquer conexão, quer com os interstícios abertos, quer com a superfície externa da rocha).

Desta forma, a porosidade de uma rocha pode ser expressa como porosidade total quando o cálculo do seu valor, tem em consideração todos os interstícios abertos e fechados existentes

na amostra, ou como porosidade aparente, quando o cálculo do seu valor tem em consideração apenas os interstícios abertos (Lama & Vutukuri 1978b).

A porosidade determinada neste trabalho, é designada por porosidade acessível à água, em que o volume de vazios medido, corresponde apenas ao volume dos interstícios abertos, acessíveis à água, sendo por isso considerada uma porosidade aparente. A sua determinação foi feita de acordo com a norma sugerida pela Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM, 1979b), segundo um procedimento idêntico ao sugerido para a determinação da massa volúmica, recorrendo também, ao método da pesagem hidrostática, cuja explicação foi feita na secção anterior.

A porosidade aparente determinou-se nas amostras referidas na secção 4.3.1, e que estão assinaladas no Quadro 4.8, assim como, nas amostras S15X, S15G, F1X e F1G, as quais foram seleccionadas na amostragem de profundidade referida na secção 4.3.2, com o objectivo de obter valores de referência, sobre a porosidade aparente, nos dois litótipos predominantes, xistos argilosos e grauvaques, das formações turbidíticas do FBA (Quadro 4.9).

A porosidade aparente ou acessível à água (n_a) expressa em percentagem, é calculada pela expressão:

$$n_a = \frac{m_3 - m_1}{m_3 - m_2} \times 100 \% \quad (4.5)$$

onde:

- m_1 - massa do provete seco (em gramas);
- m_2 - massa do provete saturado imerso (em gramas);
- m_3 - massa do provete saturado, emerso (em gramas).

Os resultados obtidos para a porosidade aparente nos materiais estudados, encontram-se sintetizados nos Quadros 4.11 e 4.12.

4.4.2.3 - Índice de vazios

O índice de vazios está relacionado com a porosidade, dado que estes dois parâmetros físicos avaliam os vazios de um material, embora a porosidade represente a proporção do volume ocupado pelos vazios preenchidos por ar e/ou água, no volume total da amostra, enquanto que o índice de vazios traduz a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos de uma amostra de rocha, sendo definido pela expressão:

$$I_v = \frac{V_v}{V_s} \quad (4.6)$$

onde:

- I_v - índice de vazios;
- V_v - volume dos vazios da amostra;
- V_s - volume dos sólidos da amostra.

O índice de vazios foi determinado de acordo com o método sugerido pela Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM, 1979b). Neste método designado por “*Quick absorption technique*”, o índice de vazios é definido como a massa de água contida numa amostra de rocha, após o período de uma hora de imersão, como percentagem da sua massa inicial seca em excicador.

O índice de vazios determinou-se nas amostras referidas na secção 4.3.1, e que estão assinaladas no Quadro 4.8, assim como, nas amostras S15X, S15G, F1X e F1G, as quais foram seleccionadas na amostragem de profundidade referida na secção 4.3.2, com o objectivo de obter valores de referência, sobre o índice de vazios, nos dois litótipos predominantes, xistos argilosos e grauvaques, das formações turbidíticas do FBA (Quadro 4.9).

Pelo facto de ser um ensaio simples e expedito, em que o equipamento necessário para a sua realização é reduzido e pouco sofisticado, trata-se de um ensaio índice muito utilizado na avaliação da porosidade. No entanto, este ensaio só deve ser realizado em rochas que não se desintegram de forma significativa, quando imersas em água.

O índice de vazios, expresso em percentagem é calculado pela seguinte expressão:

$$I_v = \frac{m_2 - m_1}{m_1} \times 100 \% \quad (4.7)$$

onde:

- m_1 - massa do provete seco em excicador, durante 24 horas (em gramas);
- m_2 - massa do provete saturado após uma hora de imersão (em gramas).

Os resultados obtidos para este parâmetro, nos materiais estudados encontram-se sumarizados nos Quadros 4.11 e 4.12.

4.4.2.4 - Desgaste em meio aquoso (“*Slake durability test*”)

A técnica do ensaio consiste em dois ciclos de desgaste, cada um com dez minutos, em que a amostra imersa é desgastada, num tambor com uma rede com abertura de 2mm que roda a uma velocidade constante de 20 rpm, sendo depois seca em estufa a 105° C até peso constante. O valor do ensaio, é um índice que corresponde à percentagem do material retido no tambor durante o 2º ciclo (ISRM, 1979b).

Trata-se de um ensaio índice e costuma ser utilizado na classificação e caracterização da durabilidade da rocha, sendo concebido para o estudo das rochas brandas e, em particular, das rochas brandas argilosas, as quais, são propensas à ocorrência de fenómenos de expansão, fracturação ou desintegração, quando sujeitas a acções de embebição e secagem.

O valor do índice de desgaste em meio aquoso (“*Slake durability index*”), foi determinado para as amostras colhidas à superfície e que estão assinaladas no Quadro 4.8.

Geralmente, o índice de desgaste obtido para o 2º ciclo (I_{d2}), é o utilizado na classificação das rochas. No entanto as amostras que apresentam um valor de I_{d2} entre 0 e 10%, devem ser caracterizadas pelo valor do índice correspondente ao 1º ciclo (I_{d1}) (ISRM,1979b).

As expressões para o cálculo de I_{d1} e I_{d2} , expressos em percentagem são as seguintes:

$$I_{d1} = \frac{B - D}{A - D} \times 100 \% \quad (4.8)$$

$$I_{d2} = \frac{C - D}{A - D} \times 100 \% \quad (4.9)$$

onde:

- A - massa do tambor com a amostra seca, antes do 1º ciclo (em gramas);
- B - massa do tambor com a amostra seca, antes do 2º ciclo (em gramas);
- C - massa do tambor com a amostra seca, depois do 2º ciclo (em gramas);
- D - massa do tambor (em gramas).

Pode ainda ser determinado o teor em água da amostra (w), expresso em percentagem de acordo com a seguinte expressão:

$$w = \frac{X - A}{A - D} \times 100 \% \quad (4.10)$$

onde:

- X - massa do tambor com a amostra, antes da secagem (em gramas);
- A e D - tem o significado referido para as equações 4.8 e 4.9

Os resultados dos ensaios de desgaste em meio aquoso efectuados nos materiais estudados, encontram-se sumarizados nos Quadros 4.11 e 4.12.

4.4.2.5 - Adsorção de azul de metileno

A presença da água nas rochas que incorporam minerais argilosos conduz à degradação das suas propriedades geotécnicas, tais como, perda da resistência, aumento do volume por expansão, retracção por secagem e diminuição da sua durabilidade, as quais são bastantes influenciadas pela grande superfície específica dos minerais hidrófilos, como é o caso dos minerais argilosos.

A adsorção do azul de metileno pelos minerais argilosos permite medir a sua superfície hidrófila e, deste modo, avaliar a capacidade que estes minerais possuem para fixar água.

Além disso, o facto do azul de metileno não ser adsorvido pelos outros minerais, designados inertes (quartzo, feldspatos, calcite, etc), permite caracterizar a actividade da fracção argilosa sem que, para isso, seja necessário isolá-la do resto do material.

Muitos investigadores têm aplicado a adsorção do azul de metileno pelos minerais argilosos, como forma de avaliar, para várias finalidades, o tipo e teor dos minerais presentes. Merece destaque, a investigação que tem sido desenvolvida pelo “*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*”, e de onde surgiram propostas para a utilização deste ensaio como ensaio de identificação em substituição dos limites de consistência, na avaliação da fracção argilosa presente em agregados, solos, areias, materiais betuminosos, agregados para betão e rochas, e também, como parâmetro geotécnico de classificações de solos para aterros rodoviários (Lan 1980 e 1981; Tourenq & Lan, 1989; Magnam & Youssefian, 1989).

Este ensaio pode ser utilizado como método de avaliação do potencial de expansibilidade de solos e rochas (Shayan *et al.*, 1984; Lan & Millon-Devigne, 1984; Xidakis & Smalley, 1980; Stapel & Verhoef, 1989).

Existem dois procedimentos no ensaio de adsorção de azul de metileno: o método da mancha e o método turbidimétrico.

Como complemento ao procedimento inicial do ensaio, pelo método da mancha, Lan & Millon-Devigne (1984), propuseram uma nova versão do ensaio, o método turbidimétrico, na qual a titulação é avaliada através da absorvância luminosa medida por um espectrofotómetro.

Este método permite detectar ocorrências diminutas de minerais argilosos sendo adequado para avaliar algumas propriedades das rochas em presença de água como a expansibilidade, a perda de resistência e a durabilidade. Jeremias (1991), faz uma aplicação do ensaio de adsorção de azul de metileno, utilizando este método.

No presente trabalho, os ensaios de adsorção de azul de metileno foram realizados pelo método da mancha, devido ao facto de ser uma técnica simples, expedita e de uso mais generalizado.

O ensaio de adsorção, pelo método da mancha foi realizado de acordo com a norma francesa NF 94-068 (AFNOR, 1993), nas amostras colhidas à superfície e que estão assinaladas no Quadro 4.8.

Os provetes em que foram realizados os ensaios de adsorção de azul de metileno, foram provenientes do mesmo material preparado para as análises por DRX. Foram preparadas amostras representativas dos materiais rochosos em estudo, por trituração num moinho de maxilas, até se obter um material com granulometria inferior a 0,425 mm. Posteriormente, procedeu-se a um esquartelamento da amostra de forma a retirar tomas de ensaio, o mais homogéneas possível.

De maneira sucinta, pode-se referir que o método da mancha consiste em realizar uma solução com cerca de 10g de amostra passada no peneiro nº 200 ASTM (75 µm), e em efectuar injecções sucessivas de 5 cm³ de uma solução de azul de metileno com concentração igual a 10 g/l. Após cada injecção da solução azul de metileno, realiza-se o teste de mancha que consiste em depositar uma gota de solução em papel de filtro. A mancha que se forma é composta por um depósito central de material colorido, geralmente, em azul forte, rodeado

por uma zona húmida incolor. A gota deve ser depositada de forma que o diâmetro central da mancha, esteja compreendido entre 8 mm e 12 mm.

O procedimento repete-se até que o teste da mancha seja positivo ou seja, quando aparece a rodear a parte central da mancha uma auréola azul clara. Após o primeiro teste positivo, devem ser efectuados testes de minuto a minuto. Se a auréola azul clara desaparecer antes do quinto minuto, deve-se proceder a novas injeções de 2 cm³ da solução de azul de metileno, realizando após cada injeção o teste da mancha. Estas operações são repetidas até que o teste seja positivo, durante cinco minutos consecutivos. O ensaio é considerado concluído e determina-se o volume total de solução de azul de metileno para atingir a titulação final (Figura 4.10).

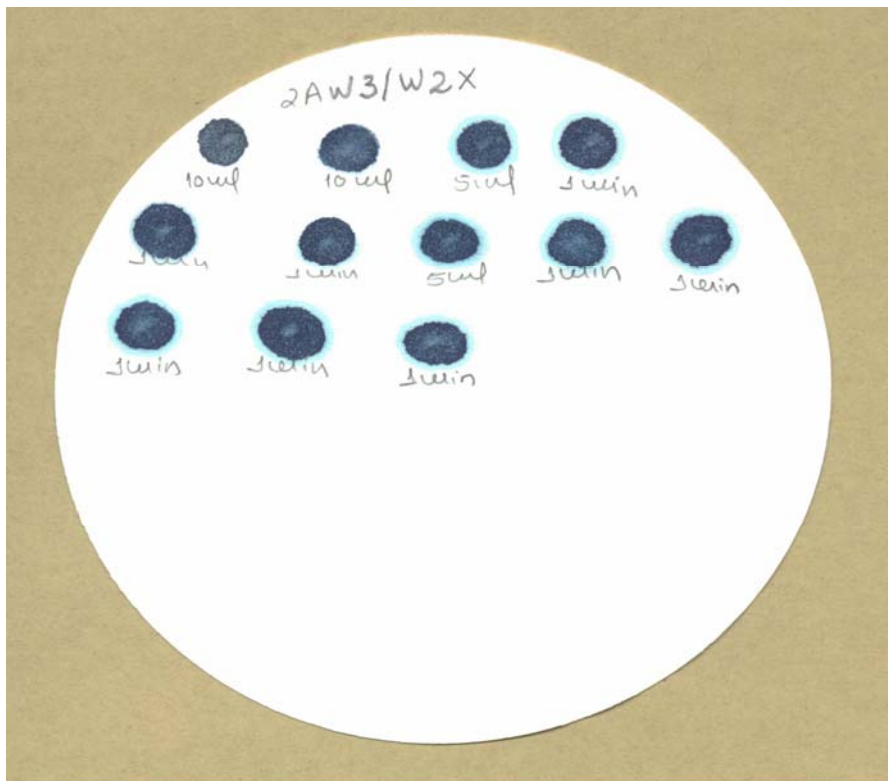


Fig. 4.10 – Papel de filtro usado num ensaio de adsorção de azul de metileno pelo método da mancha.

Este ensaio é de rápida execução (10 a 40 minutos em função do tipo de material), e não requer equipamento sofisticado. O principal inconveniente deste método é o carácter subjectivo com que é avaliado o fim da titulação, podendo ser cometido um erro que varia de operador para operador da ordem de mais ou menos uma injeção da solução de azul de metileno.

As grandezas medidas no decorrer do ensaio, são as seguintes:

- m_1 - massa húmida da amostra que constitui a primeira toma do ensaio (em gramas);
- m_2 - massa húmida da amostra (em gramas);
- m_3 - massa seca da amostra após secagem em estufa (em gramas);
- V - volume da solução de azul de metileno utilizada na titulação (em cm³).

Os cálculos efectuados são os seguintes:

- i) o teor em água (w), da amostra ensaiada (fracção 0/5 mm do material):

$$w = \frac{m_2 - m_3}{m_3} \quad (4.11)$$

- ii) a massa seca (m_0) da toma de ensaio:

$$m_0 = \frac{m_1}{1 + w} \quad (4.12)$$

- iii) a massa de azul (B) adicionada (em gramas):

$$B = V \times 0,01 \quad (4.13)$$

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

$$V_{am} = \frac{B}{m_0} \times 100 \% \quad (4.14)$$

Os resultados obtidos para a adsorção de azul de metileno nos materiais estudados, encontram-se sumarizados nos Quadros 4.11 e 4.12.

4.4.2.6 - Expansibilidade

Os ensaios de expansibilidade em rochas permitem avaliar as variações volumétricas causadas pelos minerais argilosos expansivos, e deste modo, contribuir para o conhecimento do efeito da presença da água na durabilidade dos materiais.

Neste trabalho procurou-se avaliar o problema da expansibilidade na durabilidade dos materiais rochosos do FBA, de acordo com dois objectivos distintos: i) avaliar a influência da natureza dos minerais argilosos na expansibilidade, assim como, procurar averiguar as potencialidades do ensaio de adsorção do azul de metileno (método da mancha) como índice na avaliação da expansibilidade destes materiais turbidíticos; ii) avaliar a influência da anisotropia destes materiais na expansibilidade.

Para atingir o primeiro objectivo, foi efectuada uma campanha de ensaios de expansibilidade nas amostras referidas na secção 4.3.1, nas quais tinham sido determinados valores de adsorção de azul de metileno e que estão assinaladas no Quadro 4.8.

Para a prossecução do segundo objectivo referido, foi realizado um novo programa de ensaios de expansibilidade em provetes que foram extraídos dos tarolos das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, seleccionados de forma a ensaiar os materiais rochosos segundo três orientações distintas da foliação relativamente ao eixo dos provetes (0° ; 45° e 90°), e que estão assinalados no Quadro 4.9.

Os ensaios de expansibilidade foram efectuados de acordo com o método sugerido pela ISRM (1999), que permite determinar a deformação axial e radial por expansão livre de um provete de rocha argilosa, não confinado, quando imerso em água.

Teve-se o cuidado em que a preparação dos provetes, fosse tão breve quanto possível e que o corte dos provetes, quer para os de forma prismática (extraídos dos blocos de rocha), quer para os cilíndricos (extraídos dos tarolos das sondagens), fosse realizado a seco, sem utilizar água para o arrefecimento do disco diamantado, por forma a evitar que a presença de água na serragem da rocha, pudesse desencadear reacções físico-químicas com os minerais argilosos que incorporam os materiais rochosos, dando origem a fenómenos de expansibilidade.

Foram preparados três provetes de cada amostra. Os provetes cilíndricos foram cortados de forma a que o diâmetro fosse cerca de 2,5 vezes a espessura do provete, ou seja, os provetes tinham um diâmetro de cerca de 60 mm e uma espessura de cerca de 25 mm. Foi adoptado o mesmo valor para a relação largura/espessura nos provetes prismáticos.

Cada provete foi colocado num recipiente instalado numa estrutura metálica que tem uma base e um suporte para montagem de um deflectómetro com uma sensibilidade de 0,001 mm, destinado à medição da deformação axial.

Quadro 4.11 – Quadro síntese dos resultados dos ensaios físicos efectuados nos xistos dos locais da amostragem de superfície e nas amostras S15X e F1X da amostragem de profundidade.

Amostra	γ_a (kg/m ³)	n_a (%)	I_v (%)	I_{d2} (%)	V_{am} (g/100g finos)	ϵ média (%)
1W3/W2X	2288	16,8	3,7	94,6	0,815	0,934
2W3/W2X	2349	17,2	5,2	96,3	0,734	3,156
2W4X	2204	19,3	5,5	94,1	0,980	2,399
2AW3/W2X	2454	8,5	1,6	97,8	0,497	1,066
2AW4/W3X	2223	17,8	3,7	93,7	0,952	-
3W4/W3X	2093	22,2	5,7	93,5	1,318	3,456
4W2X	2418	12,2	3,2	97,8	0,625	1,202
4W3XG	2022	14,9	4,8	95,8	0,891	-
4W3/W4X	2132	22,6	7,7	94,5	0,980	-
5W4X	1968	29,6	16,7	65,5	1,302	2,442
7W2/W1X	2631	4,4	0,6	99,3	0,439	0,753
8W3/W4X	2258	22,5	9,2	79,7	1,568	3,493
9W1-2X	2593	5,6	0,4	-	-	-
10W1-2X	2477	10,4	2,4	-	-	-
11W3X	2153	21,2	6,3	95,3	0,706	2,635
12W4X	2181	19,6	4,4	92,5	0,515	1,183
13W2/W3X	1693	12,4	2,0	96,7	0,488	4,323
14W4-5X	2011	25,1	11,1	88,5	1,304	2,908
S15X	2540	8,5	1,2	-	-	-
F1X	2590	8,1	0,5	-	-	-

γ_a - Massa volúmica aparente; n_a - Porosidade aparente; I_v -Índice de vazios; I_{d2} - Índice de desgaste em meio aquoso; V_{am} - Valor de adsorção de azul de metileno; ϵ média - Expansibilidade (valor médio).

A ISRM (1999), sugere que o provete seja envolvido por uma fita metálica flexível, fixa com um elástico e graduada em intervalos de 0,1 mm para a medição da deformação radial.

Este procedimento não foi seguido neste trabalho, por não oferecer garantias que determinação do valor da deformação radial fosse rigorosa. De facto, verificou-se ser

impraticável executar, com rigor, a gradação da fita em intervalos de 0,1mm. Como alternativa, nos provetes de algumas amostras, no final do ensaio, depois de retirar a água adsorvida na superfície do provete, mediu-se o seu diâmetro pelo menos em três direcções com uma craveira digital com precisão de 0,01 mm, calculando-se um valor médio do diâmetro após o ensaio.

Quadro 4.12 – Quadro síntese dos resultados dos ensaios físicos efectuados nos grauvaques dos locais da amostragem de superfície e nas amostras S15G e F1G da amostragem de profundidade.

Amostra	γ_a (kg/m ³)	n_a (%)	I_v (%)	I_{d2} (%)	V_{am} (g/100g finos)	ϵ média (%)
1W2/W3G	2373	9,5	2,0	97,1	0,495	0,000
1W3/W4G	2277	16,0	4,2	92,1	1,067	0,116
2W2/W3G	2448	11,0	2,7	97,3	0,304	0,127
2AW2/W1G	2535	2,3	0,7	99,3	0,130	0,032
3W2/W3G	1631	4,9	1,4	98,1	0,605	1,019
3W4G	2366	13,0	1,6	98,1	0,397	-
5W4G	2051	25,5	10,3	74,5	0,846	3,077
6W2/W1G	2649	15,2	2,9	96,1	0,166	0,000
7W1G	2653	2,1	0,3	99,4	0,157	0,000
8W3G	2159	21,2	5,0	87,0	1,133	0,806
9W1-2G	2517	7,6	1,5	-	-	-
10W1G	2623	5,3	1,2	-	-	-
13W2G	2360	11,9	3,9	96,4	0,212	0,113
15W4G	1485	18,9	11,1	28,2	0,482	1,940
S15G	2719	2,8	0,5	-	-	-
F1G	2667	1,3	0,1	-	-	-

γ_a - Massa volúmica aparente; n_a - Porosidade aparente; I_v -Índice de vazios; I_{d2} - Índice de desgaste em meio aquoso; V_{am} - Valor de adsorção de azul de metileno; ϵ média - Expansibilidade (valor médio).

A deformação axial (ϵ_a), expressa em milímetros é calculada pela seguinte expressão:

$$\epsilon_a = \frac{\delta_a}{h_0} \quad (4.15)$$

onde:

δ_a - deslocamento axial (mm);
 h_0 - espessura inicial do provete (mm).

A deformação radial (ϵ_r), expressa em milímetros pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$\epsilon_r = \frac{\delta_{rad}}{d_0} \quad (4.16)$$

onde:

d_0 - diâmetro inicial do provete (mm);
 $\delta_{rad} = \frac{\Delta C}{\pi}$, em que ΔC corresponde ao aumento diametral do provete.

Os resultados dos ensaios efectuados para avaliar a influência dos minerais argilosos na expansibilidade dos materiais estudados, são apresentados nos Quadros 4.11 e 4.12.

Os resultados dos ensaios de expansibilidade efectuados para avaliar a influência da anisotropia na expansibilidade dos materiais estudados, apresentam-se no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 – Resultados dos ensaios de expansibilidade efectuados na amostragem da A2 - Auto-estrada do Sul.

Amostra	Profundidade (m)	ϵ_a (%)	ϵ_a média (%)	ϵ_r (%)	ϵ_r média (%)
X(G)90-S04.06.01	15,25 - 18,15	0,371	0,425	0,036	0,021
X(G)90-S04.06.02		0,568		0,016	
X(G)90-S04.06.03		0,335		0,010	
X(G)45-S07.04.04	8,7 - 10	0,459	0,388	0,026	0,026
X(G)45-S07.04.05		0,294		0,031	
X(G)45-S07.04.06		0,411		0,021	
X(G)0-S15.07.07	18,4 - 21,0	0,199	0,093	0,052	0,047
X(G)0-S15.07.08		0,080		0,047	
X(G)0-S15.07.09		0,000		0,042	
X/G90-S04.06.01	15,25 - 18,15	0,302	0,396	0,016	0,014
X/G90-S04.06.02		0,468		0,016	
X/G90-S04.06.03		0,418		0,010	
X/G45-S06.04.04	8,7 - 10	0,704	0,706	0,114	0,097
X/G45-S06.04.05		0,729		0,088	
X/G45-S06.04.06		0,684		0,088	
X/G0-S31.03.07	5,80 - 8,70	0,000	0,024	0,052	0,038
X/G0-S31.03.08		0,072		0,036	
X/G0-S31.03.09		0,000		0,026	
G(X)90-S04.06.01	15,25 - 18,15	0,000	0,019		
G(X)90-S04.06.02		0,058			
G(X)90-S04.06.03		0,000			
G(X)45-S07.04.04	8,7 - 10	0,000	0,000		
G(X)45-S07.04.05		0,000			
G(X)45-S07.04.06		0,000			
G(X)0-S15.07.07	18,4 - 21,0	0,000	0,000		
G(X)0-S15.07.08		0,000			
G(X)0-S15.07.09		0,000			
G90-S01.02.01	3,6 - 6,7	0,000	0,207		
G90-S01.02.02		0,526			
G90-S01.02.03		0,095			
G45-S08.04.04	9,0 - 10	0,142	0,070		
G45-S08.04.05		0,067			
G45-S08.04.06		0,000			
G0-S15.05.07	12,65 - 15,60	0,000	0,020		
G0-S15.05.08		0,060			
G0-S15.05.09		0,000			

4.4.3 - Ensaios de previsão da alterabilidade

As dificuldades da determinação quantitativa da alterabilidade de uma rocha leva a que se utilize uma via mais simples e que se substitua de forma mais eficiente esta avaliação (Rodrigues, 1975a). Essa via é a de previsão do comportamento ou previsão da alterabilidade.

Na previsão da alterabilidade ou susceptibilidade à alteração (s.l), para além dos ensaios de alteração experimental das rochas, existem os ensaios de previsão de alterabilidade que

consistem na determinação de certos parâmetros e a sua comparação com situações conhecidas, usufruindo da acumulação de experiência que fundamenta os critérios adoptados nessa avaliação.

Neste trabalho foram utilizadas duas vias de previsão da alterabilidade, tais como, o ensaio de ataque pela água oxigenada e o ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio, na amostragem de superfície referida na secção 4.3.1 e assinalada no Quadro 4.8.

4.4.3.1 - Ensaio de ataque pela água oxigenada a 110 volumes

Trata-se de uma técnica de estudo indirecta porque embora não determine o teor dos minerais argilosos, permite avaliar a influência desses minerais no comportamento dos materiais rochosos.

A sua utilização, simultaneamente com outras técnicas, de uma forma criteriosa permite, na maioria dos casos, prever o comportamento das rochas argilosas, para as degradações causadas por expansão dos minerais argilosos.

Esta técnica, proposta por Struillou (1969), caracteriza a sensibilidade que um material rochoso apresenta à degradação por expansão, quando sujeito a um ciclo de imersão em água oxigenada a 110 volumes, durante 18 horas, a 110°C.

Esta técnica foi aplicada, em amostras de xistos e de grauvaques com estados de alteração distintos, de acordo com os procedimentos descritos pelo seu autor (Struillou, 1969).

Utiliza-se uma amostra de material rochoso com cerca de 500g e uma granulometria entre 10 e 20 mm e água oxigenada a 110 volumes. Após secagem na estufa a 110°C, a amostra é imersa em água oxigenada e colocada na estufa a 110°C durante 18 horas.

Seguidamente, a amostra é decantada e seca a 110°C, sendo no final, avaliada a percentagem do material passado no peneiro com abertura de malha de 8 mm. Esta percentagem obtida no 1º ciclo, constitui o critério de previsão que será utilizado para comparar o material estudado com os outros materiais. Os valores percentuais obtidos nos três ciclos seguintes e que foram realizados em todas as amostras, permitiram observar a evolução dos resultados do ensaio com o número de ciclos.

Os resultados obtidos no ensaio de ataque pela água oxigenada constam no Quadro 4.14.

4.4.3.2 - Ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio

Este ensaio procura reproduzir o mecanismo de alteração da rocha provocada pela cristalização de sais, utilizando uma solução de sulfato de magnésio. A sua finalidade é caracterizar a alterabilidade do material quando sujeito a baixas temperaturas. Esta técnica de ensaio foi realizada de acordo com a especificação LNEC E238-1970.

A perda de massa expressa em percentagem, é calculada pela expressão:

$$P = \sum \left(\frac{g_i}{100} \right) \times P_i \quad (4.17)$$

onde:

$$p_i = \frac{m_i - m'_i}{m_i} \times 100\% \quad (4.18)$$

sendo:

- p_i - perda de massa dos provetes, expresso em percentagem;
 g_i - percentagem das fracções granulométricas referidas à massa do agregado e calculada a partir da composição granulométrica do material;
 m_i - massa inicial do provete (em gramas);
 m'_i - massa dos provetes após peneiração final (em gramas).

Neste trabalho, as perdas de massa dos provetes são iguais às perdas de massa do agregado, dado que a composição granulométrica do material, resumiu-se apenas à fracção 9,51/4,75 mm (material passado no peneiro 3/8" e retido no peneiro nº 4), em todas as amostras ensaiadas. Por isso a toma correspondente a esta fracção granulométrica, representa a totalidade da amostra.

Os resultados obtidos no ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio são apresentados no Quadro 4.14

Quadro 4.14 – Quadro resumo dos ensaios de previsão da alterabilidade, efectuados nos xistos e grauvaques dos locais da amostragem de superfície.

Amostra	Ataque pela água oxigenada				Ataque pelo sulfato de magnésio					
	1ºciclo (%)	2ºciclo (%)	3ºciclo (%)	4ºciclo (%)	1ºciclo (%)	2ºciclo (%)	3ºciclo (%)	4ºciclo (%)	5ºciclo (%)	P (%)
1W3/W2X	2,25	3,20	1,64	1,55	0,90	1,79	2,10	2,80	3,28	32,23
2W3/W2X	2,25	4,21	1,67	1,62	1,04	1,20	1,40	1,50	2,95	26,36
2W4X	1,43	2,14	0,87	0,95	1,70	1,88	2,50	3,17	4,98	17,70
2AW3/W2X	1,38	1,63	0,67	0,56	0,03	0,09	0,15	0,26	0,36	5,52
2AW4/W3X	5,71	4,19	4,14	3,40	2,56	3,02	3,81	4,58	5,87	33,32
3W4/W3X	5,54	7,65	7,02	5,24	1,99	2,45	3,14	3,78	4,11	18,31
4W2X	0,93	0,95	0,37	0,58	0,32	0,97	1,32	1,64	2,01	23,46
5W4X	9,15	14,72	4,98	3,60	3,99	7,46	11,46	15,96	21,73	67,23
7W2/W1X	0,20	0,30	0,17	0,12	0,44	0,48	0,64	0,95	1,02	3,58
8W3/W4X	11,32	9,57	6,47	3,20	0,77	2,36	10,95	22,88	29,98	53,01
11W3X	5,71	3,81	2,81	2,71	1,01	2,43	3,99	4,08	6,93	23,17
12W4X	1,76	3,03	1,17	0,55	0,40	1,48	2,91	5,46	8,74	38,12
13W2/W3X	1,38	1,40	0,46	0,40	0,20	1,78	2,50	3,09	5,98	48,84
14W4-5X	2,49	6,62	5,57	4,62	2,60	3,81	7,52	13,13	29,42	72,05
1W2/W3G	1,86	0,53	0,54	0,28	0,94	1,10	1,43	1,87	2,10	3,92
1W3/W4G	0,35	0,51	0,39	0,38	0,37	0,43	0,86	1,21	2,02	3,87
2W2/W3G	1,01	1,07	0,38	0,16	0,02	0,09	0,96	2,09	2,44	7,20
2AW2/W1G	0,28	0,12	0,12	0,06	0,20	0,50	0,58	0,99	1,48	1,04
3W2/W3G	0,78	0,15	0,34	0,30	0,25	0,63	1,08	1,31	1,34	5,62
5W4G	3,92	6,63	3,64	3,02	0,26	8,79	27,72	40,57	54,84	73,79
6W2/W1G	1,55	1,14	0,47	0,22	0,33	0,70	1,00	1,05	1,90	11,60
7W1G	0,36	0,18	0,12	0,04	0,02	0,04	0,06	0,10	0,11	1,01
8W3G	3,97	4,59	1,55	0,93	2,57	6,90	19,96	31,04	32,94	56,93
13W2G	0,57	0,14	0,27	0,21	0,02	0,05	0,10	0,13	0,67	3,96
15W4G	13,98	15,68	10,28	6,00	0,32	13,43	24,82	39,98	48,56	76,86

P - Perda de massa da amostra, expressa em percentagem, no final do ensaio.

4.4.4 - Ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos

Nesta secção descrevem-se os ensaios dinâmicos e mecânicos realizados, iniciando essa descrição por dois ensaios índice: i) a velocidade de propagação de ultra-sons, um ensaio útil para a avaliação de aspectos texturais, assim como, para a definição de índices de qualidade que permitem avaliar parâmetros mecânicos do material rochoso; ii) o ensaio de carga pontual que permite obter um índice de resistência, o qual, é utilizado para a estimativa da resistência das rochas.

Posteriormente, são descritos os ensaios de resistência à compressão uniaxial e os ensaios de deslizamento de diaclases realizados nas amostras das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho.

4.4.4.1 - Velocidade de propagação de ultra-sons

Neste ensaio, um provete cilíndrico ou prismático de rocha é atravessado por uma onda sonora de alta frequência (ultra-sons), sendo medido o tempo de percurso das ondas entre os dois topos do provete ensaiado podendo, conforme o equipamento utilizado, serem determinadas as velocidades das ondas longitudinais ou primárias (V_P), e/ou das ondas transversais ou secundárias (V_S). Estes ensaios foram realizados na amostragem de superfície (Quadro 4.8), e na amostragem de profundidade da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho (Quadro 4.9), de acordo com a norma ASTM D2845-95.

Foi utilizado um equipamento PUNDIT, caixa comutadora, dois transdutores de 1 MHz para a determinação das ondas P e S e dois transdutores de 54 kHz para a determinação das ondas P (Figura 4.11).

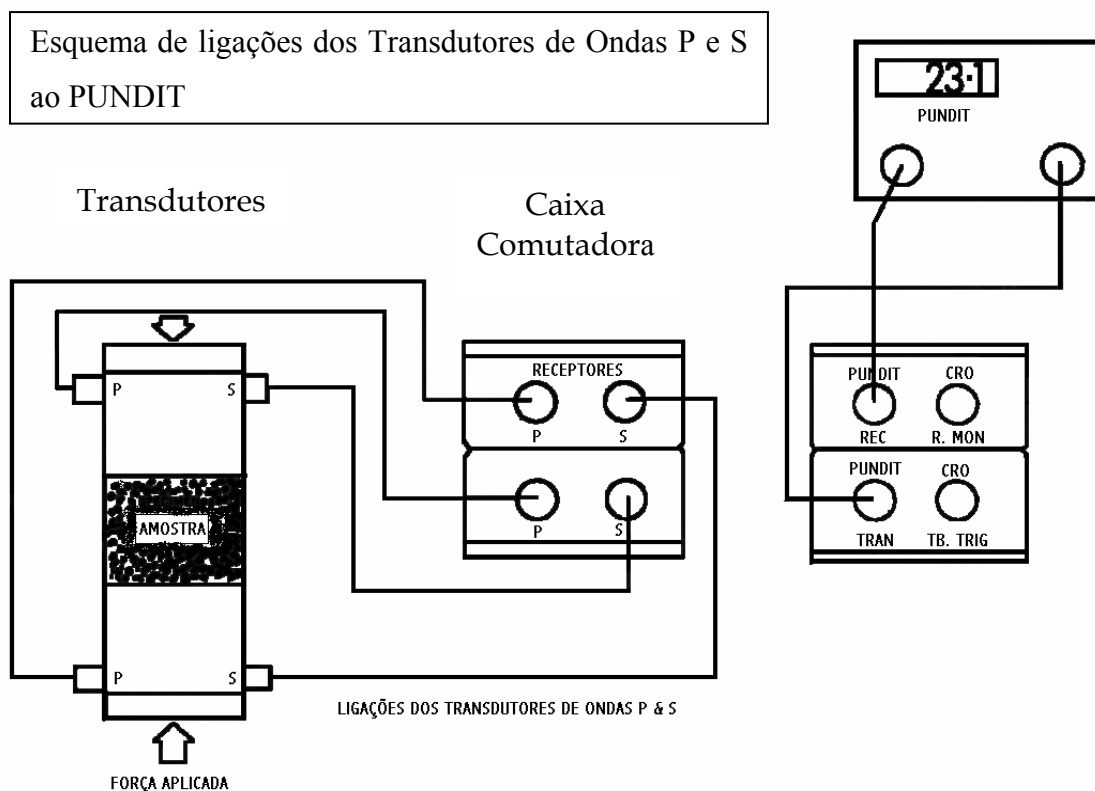


Fig.4.11 – Esquema de ligações entre os Transdutores para as Ondas P e S com a caixa comutadora e a unidade PUNDIT.

O PUNDIT consiste, basicamente, num equipamento que emite um impulso eléctrico que vai excitar o transdutor emissor que o converte em ondas ultra-sónicas que depois de atravessarem o provete são recebidas e reconvertidas num sinal eléctrico no transdutor receptor. O sinal eléctrico é depois amplificado e medido pelo PUNDIT que dá uma leitura directa do tempo em micro-segundos (μs), gasto pela onda ultra-sónica a atravessar o provete.

Em todas as amostras foi determinada a velocidade das ondas P com a colocação em faces opostas do provete, untadas com massa consistente, dos transdutores emissor e receptor de 54 kHz, os quais, estavam ligados ao equipamento PUNDIT.

Para as mesmas amostras, determinaram-se as velocidades das ondas P e S, utilizando os transdutores de 1 MHz e a caixa comutadora.

No procedimento adoptado, os transdutores devem ser postos em contacto, face com face, colocando uma camada de massa consistente entre elas, para assegurar um bom contacto acústico. Aplica-se uma tensão axial de, pelo menos, 0,3 MPa e, em seguida, regista-se o tempo gasto pelas ondas P e S. Estes valores são deduzidos aos que forem obtidos nas medições do tempo gasto, efectuadas nos provetes (tempo zero).

Para a medição da velocidade das ondas ultra-sónicas, coloca-se massa consistente nos topos do provete, para garantir um bom contacto com os transdutores e monta-se o conjunto entre os pratos de uma prensa. Em seguida, aplica-se uma tensão axial de, pelo menos, 4 MPa e faz-se a leitura do tempo gasto pela onda a percorrer o provete.

A velocidade das ondas P e S (expressa em m/s), conhecendo o comprimento do provete e as leituras dos tempos gastos pelas ondas ultra-sónicas a atravessar o mesmo, é calculada pela expressão:

$$V = \frac{L}{T} \quad (4.19)$$

onde:

V - velocidade de propagação de ultra-sons (m/s);

L - comprimento a percorrer no provete (m);

T - tempo gasto no percurso (s).

Os valores obtidos para as velocidades de propagação das ondas P e S, nas amostras das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho, assim como, na amostra 10W1G apresentam-se, respectivamente, nos Quadros 4.15, 4.16 e 4.17.

4.4.4.2 - Ensaio de carga pontual

Estes ensaios foram realizados na amostragem de superfície (Quadro 4.8), e na amostragem de profundidade da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho (Quadro 4.9), de acordo com a norma ISRM (1985).

O ensaio de carga pontual foi um método sugerido em 1972 pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, sendo revisto em 1985 pela mesma Comissão. As referências sobre a história inicial do ensaio podem ser encontradas em Broch & Franklin (1972).

Este método foi concebido para ser um ensaio índice para a classificação da resistência mecânica das rochas. É uma técnica de estudo simples e expedita que tanto pode ser realizada no laboratório como no campo. Com este ensaio obtém-se a resistência à carga pontual $I_s(50)$, valor que é um índice de resistência que permite prever certos parâmetros, com ele relacionados, como são os casos das resistências à tracção e à compressão uniaxiais. O ensaio permite determinar ainda o índice de anisotropia $I_{a(50)}$, que é definido como sendo o quociente entre as resistências à carga pontual segundo as direcções em que se registam os maiores e menores valores. Este índice é útil no estudo de rochas anisótropas como é o caso das rochas metamórficas foliadas.

De forma sucinta, a técnica do ensaio, consiste em colocar o provete entre duas ponteiras cónicas, as quais se ajustam até tocarem na amostra. A seguir, é medida a distância D entre as ponteiras e, posteriormente, a carga é aplicada de uma forma progressiva, sem choques, e de modo a que a rotura ocorra entre 10 e 60 segundos.

Após a rotura do provete faz-se a leitura nos manómetros da força máxima aplicada em kN. Para que o ensaio seja considerado válido, o plano de rotura terá de passar pelos dois pontos de aplicação da carga.

Para que os resultados sejam representativos devem ser realizados, pelo menos, 10 ensaios por amostra, ou mais, quando se trata de rochas heterógeneas e anisótropas. No caso dos materiais rochosos estudados, os quais são, regra geral, anisótropos, foram realizados, sempre que possível, mais de 10 ensaios por amostra, sendo esses ensaios efectuados nas direcções em que se obtêm os maiores e os menores valores de resistência, direcções que são, respectivamente, a paralela e a perpendicular aos planos de anisotropia.

Verificou-se que nos provetes de algumas amostras (9W1-2X; 9W1-2G e 10W1G), havia uma penetração significativa das ponteiras cónicas no material, na rotura, principalmente, nos materiais xistosos, pelo que a distância entre as ponteiras cónicas, considerada no cálculo do índice de resistência à carga pontual, não foi o valor inicial D , mas sim o valor D' no instante da rotura. Relativamente aos provetes extraídos dos tarolos das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho, nas situações em que se verificou penetrabilidade do material rochoso, esta não foi significativa, pelo que se considerou o valor D , da distância inicial, entre as ponteiras cónicas.

Nas amostras estudadas, foram realizados os três tipos de ensaios, ou seja, ensaios diametrais e axiais nos provetes extraídos dos tarolos das sondagens e ensaios em massas irregulares nas amostras 9W1-2X, 9W1-2G e 10W1G.

Os procedimentos detalhados da técnica do ensaio de carga pontual que foi seguida neste trabalho, estão descritos em ISRM (1985).

A resistência à carga pontual não corrigida I_s é calculada por P/D_e^2 em que P é a força aplicada na rotura e D_e é o diâmetro equivalente do tarolo que é dado por:

$$D_e^2 = D^2 \text{ (ensaios diametrais);}$$

$D_e^2 = 4 A/\pi$ (ensaios axiais, de blocos e massas irregulares), sendo: $A = W D$ (mínima área de secção transversal de um plano que passa pelos pontos de contacto das ponteiras cónicas).

O índice de resistência à carga pontual corrigido $I_{s(50)}$, é definido como o valor de I_s que teria sido determinado num ensaio diametral com $D = 50$ mm ou próximo, pois o diâmetro mínimo aceitável em sondagens geotécnicas é o correspondente ao diâmetro NX ou seja 54mm. Pelo motivo de I_s variar em função de D é necessário fazer a correcção da grandeza quando a amostra tiver um diâmetro diferente de 50 mm, para que seja obtido um valor normalizado para o ensaio que poderá ser utilizado para classificar a resistência do material rochoso. Esta correcção pode ser feita através da expressão:

$$I_{s(50)} = \frac{F}{I_s} \quad (4.20)$$

onde F é o factor de correcção da grandeza, o qual pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad (4.21)$$

O valor médio de $I_{s(50)}$, deve ser determinado, desprezando os dois valores mais elevados e os dois mais baixos, dos 10 ou mais ensaios válidos, e calculando a média dos restantes.

Broch & Franklin (1972), com base num vasto número de ensaios, sugerem que a resistência à compressão uniaxial para o mesmo material rochoso pode ser 24 vezes superior ao $I_{s(50)}$. Verificou-se que em diferentes tipos de rochas, esta relação pode variar entre 15 e 50 vezes, especialmente, em rochas anisótropas, de modo que são possíveis erros até 100%, se for realizada uma relação arbitrária para prever a resistência à compressão uniaxial, a partir da resistência à carga pontual (ISRM, 1985). Este índice é ainda, aproximadamente, 0,80 vezes a resistência à tracção uniaxial (ISRM, 1985).

Os resultados dos ensaios de carga pontual realizados nas amostras das sondagens da A2 e Funcho e, ainda, nas amostras 9W1-2X, 9W1-2G e 10W1G, apresentam-se, respectivamente nos Quadros 4.15, 4.16 e 4.17.

4.4.4.3 - Compressão uniaxial

A técnica e a metodologia do ensaio de resistência à compressão uniaxial, são descritas em pormenor em Hawkes & Mellor (1970), não se detalhando no presente trabalho, os seus aspectos teóricos.

O ensaio de compressão uniaxial consiste em aplicar a um provete de rocha de geometria regular, previamente preparado, uma força axial compressiva, entre os pratos de uma prensa, até o levar à rotura.

O ensaio de compressão uniaxial é utilizado para o estudo da resistência e deformabilidade das rochas e permite determinar, além da resistência à compressão uniaxial, σ_c , vários parâmetros mecânicos tais como, as constantes elásticas do material rocha (módulo de deformabilidade, E , e coeficiente de Poisson, ν). A resistência à compressão uniaxial da rocha é um parâmetro fundamental na classificação de maciços rochosos.

O valor da tensão de rotura, é definido como sendo a resistência à compressão uniaxial da rocha, dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (4.22)$$

onde:

- σ_c - resistência à compressão uniaxial (N/m² ou Pa);
- F - força aplicada na rotura (N);
- A - área da secção inicial, transversal à aplicação da força (m²).

Conceptualmente, o ensaio parece ser muito simples e de fácil realização, mas na prática, isso não se verifica. De facto, tem sido demonstrado por diversos autores que os resultados do ensaio podem ser influenciados por factores internos e externos, dificultando a interpretação dos resultados obtidos. Além dos factores internos, tais como a composição mineralógica, a relação dimensional entre os tamanhos do grão e do provete, a porosidade, as descontinuidades e a alteração, existem factores externos que condicionam, significativamente, os resultados do ensaio, tais como: i) a geometria do provete (forma, relação altura/diâmetro, tamanho); ii) velocidade de deformação; iii) condições ambientais (temperatura, humidade relativa, etc.); iv) atrito entre os pratos da prensa e os topos do provete.

Estes factores devem ser reconhecidos e correlacionados, pois os resultados do ensaio podem ser enganadores e inúteis se as características do material do provete e as condições do ensaio não estiverem definidas (Vutukuri *et al.*, 1974).

Para o presente trabalho, foi determinada a resistência à compressão uniaxial de todos os provetes extraídos dos tarolos das sondagens seleccionadas da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho (Quadro 4.9), de acordo com os procedimentos sugeridos pela ISRM (1979a). Foi utilizada uma prensa hidráulica SEIDNER, de capacidade máxima de carga de 1000 kN.

Em 29 provetes seleccionados da amostragem de profundidade da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho (Quadro 4.9), foram realizados ensaios de deformabilidade de acordo com os procedimentos sugeridos pela ISRM (1979a), permitindo determinar as constantes elásticas do material rocha (módulo de deformabilidade, E , e coeficiente de Poisson, ν).

Nos ensaios de deformabilidade, além da prensa hidráulica, já referida, para a aplicação das cargas, foram utilizados, para medir as extensões ocorridas nos provetes, instrumentos de dois tipos: extensómetros mecânicos e extensómetros eléctricos.

Os extensómetros mecânicos são instrumentos de medida das extensões ocorridas entre dois pontos de um corpo sujeito a uma carga axial e cuja distância inicial se conhece (Figura 4.12). Esta distância a que se chama base de medição, é definida pelos pontos de apoio ou fixação do instrumento. Foram utilizados extensómetros mecânicos com sensibilidade de 0,001 mm.



A

B

C

Fig. 4.12 – A - Extensómetro mecânico, que permite a medição das extensões axiais (ϵ_a) e das extensões transversais (ϵ_t), para determinação do coeficiente de Poisson e módulo de deformabilidade, (com três anéis e dois deflectómetros) ; B e C - extensómetro mecânico, que permite a medição das extensões axiais para determinação da deformabilidade, com apenas dois anéis e um deflectómetro, podendo-se verificar o sistema de engrenagem e alavancas.

Neste trabalho utilizaram-se dois tipos de extensómetros mecânicos, um com dois anéis e um deflectómetro, que permite apenas a medição das extensões axiais para a determinação do módulo de deformabilidade (Figura 4.12 B e C); outro com três anéis e dois deflectómetros, cuja montagem permite a medição das extensões axiais e das extensões transversais para determinação do coeficiente de Poisson e módulo de deformabilidade (Figura 4.12 A) Este último extensómetro revelou-se como sendo um dispositivo de medida pouco preciso na medição das extensões transversais, afectando, deste modo, a fiabilidade dos resultados obtidos para o coeficiente de Poisson.

Deste modo, tendo como objectivo a determinação das constantes elásticas do material, com maior rigor e precisão, nomeadamente do coeficiente de Poisson, utilizaram-se em 5 provetes (S04.03.01, S04.03.02, S15.04.02, S15.04.03, S40.06.02), extensómetros eléctricos de resistência.

Os extensómetros eléctricos de resistência são os instrumentos mais eficazes para a medição da deformação de um provete e, cujo princípio de funcionamento se baseia na variação de uma resistência eléctrica que um condutor sofre quando se deforma.

Sugere-se, entre outros, o trabalho de Lama & Vutukuri (1978a), para uma informação mais detalhada sobre tipos e características de instrumentos utilizados na medição da deformação de rochas em laboratório.

A Figura 4.13, ilustra o equipamento utilizado, na realização do ensaio de deformabilidade com extensómetros eléctricos de resistência.

Nos ensaios realizados, utilizaram-se três ciclos de carga/descarga, cada qual com 13 patamares, seis ascendentes e seis descendentes, com incrementos de 5 KN até um máximo de 30 KN, e 25 KN até um valor máximo de 150 KN para ensaios com xistos e grauvaques respectivamente. A carga máxima correspondeu, aproximadamente, a 50% da tensão de rotura média determinada para estes materiais, através da execução de seis ensaios de compressão simples, em que se levaram os provetes até à rotura.

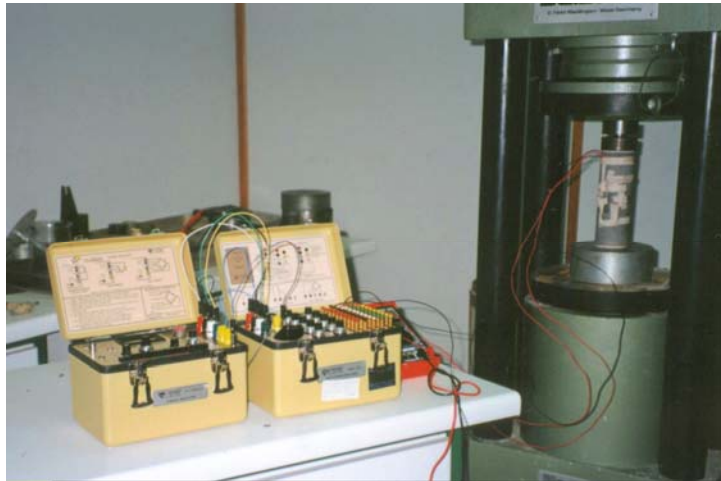


Fig.4.13 – Equipamento utilizado na realização de um ensaio de deformabilidade com extensómetros eléctricos.

Quando os provetes destinados a esta determinação dispõem de extensómetros eléctricos de resistência, as cargas podem aumentar gradualmente no último ciclo, fazendo-se as leituras das extensões até o provete atingir a rotura. O mesmo não pode acontecer quando se utilizam extensómetros mecânicos, pois estes podem danificar-se no momento da rotura do provete, ficando inutilizados.

Após o registo das extensões axiais e das extensões transversais, nos casos em que estas foram medidas, assim como o registo das forças aplicadas nos vários ciclos de carga/descarga, podem-se calcular os valores do módulo de deformabilidade do coeficiente de Poisson de acordo com (ISRM, 1979a).

Para determinar as extensões correspondentes às diferentes solicitações a que o provete é submetido, é necessário no caso dos extensómetros mecânicos, fazer a determinação da razão K (K_a para as extensões axiais e K_d para as diametrais), entre o valor da divisão da escala dos deflectómetros e o comprimento da base da medição. O valor de K obtém-se através da seguinte equação:

$$K = \frac{\Delta l}{2l} \quad (4.23)$$

onde:

- Δl - valor da divisão da escala do deflectómetro;
- $2l$ - duas vezes a distância entre os pontos de apoio ou base de medição (efeito de alavanca).

Multiplicando essa constante pelos valores correspondentes às leituras, expressos em número de divisões da escala, obtém-se as sucessivas extensões. O efeito de alavanca aumenta a sensibilidade para o dobro, de modo a que a divisão da escala do deflectómetro seja de 0,0005 mm em vez de 0,001 mm.

O valor da tensão de compressão σ_c , é dado de acordo com a equação 4.22. Os valores do módulo de deformabilidade E e do coeficiente de Poisson ν , correspondentes a cada ciclo de carga, são calculados a partir das extensões medidas à tensão máxima do ciclo, independentemente da forma da curva tensão/deformação. A partir dos valores obtidos para os vários ciclos, determinam-se ainda valores médios do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson.

A deformação axial ε_a , e a deformação diametral ε_d , podem ser obtidas consoante o equipamento utilizado directamente através dos equipamentos de leitura automática das extensões, ou calculadas a partir do registo manual das extensões pelo operador.

A deformação axial é calculada pela equação (ISRM, 1979a):

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4.24)$$

onde:

- l_0 - comprimento axial medido no início do ensaio;
- Δl - variação do comprimento axial medido (sendo positivo para uma redução do comprimento).

A deformação diametral pode ser determinada, quer medindo as variações de diâmetro da amostra, quer medindo a deformação circunferencial (ISRM, 1979a).

No caso de se medirem as variações do diâmetro, a deformação diametral é calculada pela equação:

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta d}{d_0} \quad (4.25)$$

onde:

- d_0 - diâmetro original indeformado da amostra ;
- Δd - variação do diâmetro (considerada negativa no caso de aumento do diâmetro).

O módulo de deformabilidade (também designado módulo de elasticidade ou de “Young”), é definido como sendo a razão entre a tensão axial aplicada e a deformação axial produzida, e pode ser calculado de acordo com os métodos sugeridos pela (ISRM, 1979a). No presente trabalho, os valores do módulo de deformabilidade considerados para os materiais ensaiados, correspondem ao módulo de deformabilidade tangente, (E_t), por ser o parâmetro de utilização mais comum na avaliação da deformabilidade. O módulo de deformabilidade tangente, é definido como sendo a razão entre a tensão axial aplicada (normalmente 50% da resistência à compressão simples) e a deformação axial produzida por aquela tensão.

O coeficiente de Poisson é calculado pela razão entre as deformações axiais e diametrais:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_a} \quad (4.26)$$

Os valores dos vários parâmetros mecânicos obtidos nos ensaios de compressão uniaxial realizados nas amostras das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho constam nos Quadros 4.15, 4.16. A interpretação dos resultados é efectuada no Capítulo 6.

4.4.4.4 - Corte e deslizamento de diaclases

O objectivo destes ensaios é a determinação das características da resistência ao corte de uma rocha ou de uma descontinuidade. No caso das rochas a resistência ao corte é traduzida pelos parâmetros de resistência ao corte, a coesão, c , e o ângulo de atrito interno da rocha, ϕ . No caso de uma descontinuidade, a resistência que esta oferece ao deslizamento é traduzida pelos parâmetros de resistência ao corte segundo essa superfície, e que são a coesão aparente c_a , e o ângulo de atrito ϕ . Neste último caso, o ensaio tem a designação de ensaio de deslizamento de diaclases.

O ensaio consiste em aplicar, sob uma tensão normal constante, uma tensão tangencial ao provete que provoque, consoante o caso, a rotura por corte da rocha que constitui o provete ou o movimento relativo das faces de uma descontinuidade existente no provete.

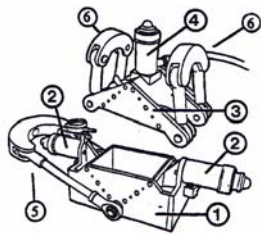
Neste trabalho efectuaram-se alguns ensaios de deslizamento de diaclases sobre provetes onde ocorrem essas superfícies e que foram extraídos dos tarolos das sondagens barragem do Funcho (Quadro 4.9), de acordo com os procedimentos sugeridos pela ISRM (1974). Utilizou-se um equipamento simples e portátil, designado por Máquina de Hoek. Este equipamento foi concebido de modo a permitir o ensaio de provetes prismáticos, cujas dimensões da maior face não excedam 155 mm x 102 mm ou em alternativa, provetes cilíndricos de diâmetro não superior a 102mm (Figura 4.14).

Na Figura 4.15, apresenta-se um esquema da caixa de corte, a qual pode ser dividida em duas secções: secção inferior, à qual estão fixos dois macacos hidráulicos,



Fig. 4.14 – Máquina de Hoek durante um ensaio de deslizamento de diaclases.

responsáveis pela força tangencial aplicada ao provete, assim como o braço de apoio vertical e a secção superior, onde se fixa um terceiro macaco hidráulico, responsável pela aplicação da força normal e dois braços de apoio horizontais.



- 1 - Secção inferior
- 2 - Macacos hidráulicos (pressão de corte)
- 3 - Secção superior
- 4 - Macacos hidráulicos (pressão normal)
- 5 - Braço de apoio vertical
- 6 - Braços de apoio horizontal

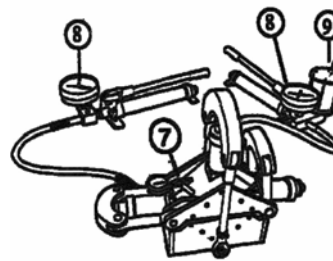
Fig. 4.15 – Esquema da caixa de corte.

As forças normal e tangencial ou de corte, são exercidas por bombas hidráulicas manuais, sendo lidas em dois manómetros acoplados a cada uma delas. Associado à bomba hidráulica responsável pela força normal aplicada, existe um sistema

pneumático (regulador da pressão normal), que mantém constante a pressão durante todo o ensaio (Figura 4.16).

Na secção inferior da caixa de corte, é montado um deflectómetro que permite medir os deslocamentos horizontais.

Os ensaios efectuados para este trabalho foram realizados, em cada provete, para quatro escalões de tensão normal (0,5; 1,0; 2,0; e 3,0 MPa), tendo-se calculado previamente o valor das forças normais correspondentes, tomando em consideração a secção do provete a ensaiar.



- 7 - Deflectómetros
- 8 - Manómetros
- 9 - Sistema pneumático

Fig. 4.16 – Sistema de bombas hidráulicas manuais.

Segundo a firma fabricante do equipamento, os deslocamentos requeridos para a determinação da resistência ao corte residual variam com o tipo de rocha, porém aceitam-se como suficientes os deslocamentos na ordem dos 10 mm. O deslocamento não deverá ultrapassar este valor, de modo a não alterar em excesso a simetria da tensão normal. Nos ensaios realizados, em cada escalão de tensão normal, o deslocamento máximo foi de 6 mm.

Sendo A, a área da superfície de ensaio, a tensão normal será:

$$\sigma = \frac{F_n}{A} \quad (5.28)$$

e a tensão tangencial ou de corte será:

$$\tau = \frac{F_t}{A} \quad (5.29)$$

onde:

- F_n - força normal (N);
- F_t - força tangencial (N);
- A - área da secção (m²).

Quadro 4.15 – Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados na amostragem da A2 - Auto-estrada do Sul.

Amostra	Litologia	Compressão uniaxial	Deformabilidade		Carga Pontual		Ultra-sons (54kHz)	Ultra-sons (1MHz)	
		σ_c (MPa)	ν	E (MPa)	$I_{s(50)}$ médio (MPa)	$I_{a(50)}$	V_P (m/s)	V_P (m/s)	V_S (m/s)
S01.02.01	X(G)	11,98					1883		
S01.02.02	X(G)	20,19					2399		
S01.02.03	G(X)	9,58					2973	1796	1473
S01.04.01	G	36,27					4734	4425	4086
S01.04.02	G (X)	18,48					4521	4361	3935
S01.04.03	G (X)	18,14					3755	2670	2476
S01.04.04	G (X)	19,85					3158	2345	1723
S01.04.05	G (X)	21,9			2,16 \perp 1,15 \parallel	1,9	3265	2503	1729
S01.04.06	G (X)	22,58		11501			3178		
S01.04.07	G (X)	23,61		7571			2327		
S03.03.01	G (X)	17,11					3641	3919	1778
S03.03.02	G (X)	13,69					2871	1780	1604
S03.03.03	G (X)	26,69					3456		
S03.03.04	G (X)	15,74		16497			3878		
S03.03.05	G (X)	31,82					3928	4194	2407
S03.03.06	G	73,57			6,2 \perp 1,38 \parallel	4,5	5419	5186	4801
S03.03.07	G	73,57					5251	5201	2793
S03.03.08	G (X)	24,98					4597	4386	999
S03.03.09	G (X)	17,11					2936	1676	1169
S04.03.01	G	109,5	0,2	60222			5509		
S04.03.02	G	140,29	0,21	62580			5476		
S04.03.03	G	99,23					5531		
S04.03.04	G	104,36					5416	5357	5202
S04.03.05	G	85,54					5487	5272	2884
S04.03.06	G	99,23					5359	5333	3518
S04.03.07	G	80,41					5578	5306	5288
S04.03.08	G	118,05	0,01	63860			5385		
S04.03.09	G	102,65		63927			5358		
S04.03.10	G	114,63					5487	5318	5169
S04.03.11	G	65,01					5506	5357	4755
S04.03.12	G	109,5					5359	5210	4496
S04.04.01	G	47,22					5309	5068	4733
S04.04.02	G	78,7					5690	5404	4290
S04.04.03	G	80,41					5592	5586	5277
S04.04.04	G	63,3			17,16 \perp 5,23 \parallel	3,3	5371	5435	5142
S04.04.05	G	82,12					5502	5327	4637
S04.04.06	G	104,36	0,11	66956			5511		
S04.06.01	G (X)	23,61					5028	4870	4886
S04.06.02	G (X)	38,67		29017			4761		
S04.06.03	G (X)	56,8		54028			5023		
S04.06.04	G (X)	22,58					4693	4503	3229
S05.03.01	G	99,23					4898	4804	4792
S05.03.02	G	71,86					5235	5074	4971
S05.03.03	G	112,92		60423			5433		
S05.03.04	G	68,44			8,27		5520	5333	5303
S07.03.01	G	56,8					5242	5111	4182
S07.03.02	G	90,68					5394	5268	4629
S15.04.01	X (G)	18,82					3915		
S15.04.02	X (G)	15,4	0,11	14548			3181		
S15.04.03	X (G)	10,61	0,08	18972	2,33		3649		
S15.05.01	G (X)	9,58					4691	4538	2712
S15.05.02	G (X)	35,93					4477	4455	3407
S15.06.01	X / G	12,32		19293			4296		
S15.06.02	G(X)	21,56		41693			4677		
S15.06.03	G(X)	21,9					5024	4846	2026
S15.06.04	G(X)	24,64			2,4		4624	4404	3484
S15.06.05	X / G	13,34					4313	4182	2191
S15.07.01	X / G	17,11		37567			4682		
S15.07.02	G(X)	15,74					5000	4828	2940
S15.07.03	G(X)	13,69					3890	2647	1776
S15.07.04	G(X)	3,42					4875		

σ_c - Resistência à compressão uniaxial; ν - Coeficiente de poisson; E - Módulo de deformabilidade; $I_{s(50)}$ médio - Valor médio do índice de resistência à carga pontual; $I_{a(50)}$ - Índice de anisotropia de resistência à carga pontual; V_P - Velocidade de propagação das ondas P; V_S - Velocidade de propagação das ondas S.

\perp - Valor do $I_{s(50)}$ médio determinado na direcção perpendicular à foliação

\parallel - Valor do $I_{s(50)}$ médio determinado na direcção paralela à foliação

Quadro 4.15 – Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados na amostragem da A2 - Auto-estrada do Sul (continuação).

Amostra	Litologia	Compressão uniaxial	Deformabilidade		Carga Pontual		Ultra-sons (54kHz)	Ultra-sons (1MHz)	
		σ_c (MPa)	ν	E (MPa)	$I_{s(50)}$ médio (MPa)	$I_{a(50)}$	V_P (m/s)	V_P (m/s)	V_S (m/s)
S22.02.01	G	16,08					5427	5230	4184
S22.02.02	G	28,74					5285	5030	3422
S22.02.03	G	17,11			5,59		5156	4955	3846
S22.02.04	G	34,22					5309		
S22.02.05	G	22,24					5179		
S22.02.06	G	13,69					5110		
S27.04.01	G	21,21					4113	3660	2365
S27.04.02	G	16,08					3852	3737	2850
S27.04.03	G	46,88					4671	4561	4407
S27.04.04	G	29,08			2,95		4500	4345	1243
S27.05.01	G	43,46					5127		
S27.05.02	G	55,77					5097		
S27.05.03	G	6,84					4563	4354	2641
S27.05.04	G	17,45					4745	4569	4511
S27.05.05	G	15,74					4477	4320	4114
S30.07.01	G	49,27					4297	4086	3889
S30.07.02	G	29,08					4262	4219	3073
S30.07.03	G	53,72					4702	4600	4402
S30.07.04	G	57,83					4790	4497	3384
S30.07.05	G	34,22					4723	4453	2126
S30.07.06	X / G	13,00		10009			3640		
S30.08.01	X / G	11,63		9225			3443		
S30.08.02	X / G	10,27					3699		
S30.11.01	G*	45,17			6,68 \perp 1,36 \parallel	4,91	4384	4199	3053
S30.11.02	G*	40,03					4262	4086	3909
S30.11.03	G*	24,64					4730	4571	4142
S30.11.04	G*	46,19			4,18		4579	4644	4411
S30.11.05	G*	54,75	0,09	36585			4544		
S30.11.06	G*	78,7		35399			4558		
S40.06.01	X / G	20,19					3398		
S40.06.02	X / G	38,32	0,04	20841			3426		
S40.06.03	X / G	34,22					3728		
S40.10.01	X / G	15,74					2327		
S40.10.02	X / G	17,11					3002	3005	1945
S40.10.03	X / G	15,74			10,33 \perp 0,94 \parallel	10,95	3474	3901	2095

σ_c - Resistência à compressão uniaxial; ν - Coeficiente de poisson; E - Módulo de deformabilidade; $I_{s(50)}$ médio - Valor médio do índice de resistência à carga pontual; $I_{a(50)}$ - Índice de anisotropia de resistência à carga pontual; V_P - Velocidade de propagação das ondas P; V_S - Velocidade de propagação das ondas S.

\perp - Valor do $I_{s(50)}$ médio determinado na direcção perpendicular à foliação

G* - Grauvaque c/ fragmentos líticos

\parallel - Valor do $I_{s(50)}$ médio determinado na direcção paralela à foliação

Para determinar os valores das características de resistência ao corte ou cisalhamento (coesão c , ângulo de atrito ϕ), é elaborado um diagrama de eixos ortogonais com escalas iguais, marcando-se em abcissas, os valores das tensões normais σ e, em ordenadas, os valores das tensões tangenciais τ . A seguir traça-se, pelo método dos mínimos quadrados, a recta de ajustamento aos pontos (σ, τ) , correspondentes aos vários ensaios, onde os valores da resistência ao corte, variam com as tensões normais aplicadas em cada ensaio. A recta obtida é designada por recta de Coulomb, e é dada pela seguinte expressão:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (5.30)$$

sendo c , o valor da coesão que corresponde à ordenada na origem e ϕ , o ângulo que a recta faz com a horizontal, conhecido como ângulo de atrito interno da rocha. No caso de

descontinuidade, c_a designa-se por coesão aparente, sendo ϕ o ângulo de atrito da descontinuidade.

Quadro 4.16 – Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados na amostragem da barragem do Funcho.

Amostra	Litologia	Compressão uniaxial σ_c (MPa)	Deformabilidade		Carga Pontual $I_{s(50)}$ médio (MPa)	Ultra-sons (54kHz) V_P (m/s)	Ultra-sons (1MHz)		Deslizamento de diaclases	
			ν	E (MPa)			V_P (m/s)	V_S (m/s)	c_a (MPa)	ϕ (°)
F01.06.01	X (G)	1,03				3484				
F01.06.02	X (G)	0,68				3608				
F01.06.03	X (G)	1,03				3583				
F01.07.01	X (G)	1,71				4054	2864	1718		
F01.07.02	X (G)	3,08			1,03	4604	4580	3557		
F01.08.01	G	80,4		69685		5549				
F01.08.02	G	87,3	0,02	79456	11,69	5676				
F01.08.03	G	30,1				5575				
F01.09.01	G	70,2				5545	5414	4347		
F01.09.02	G	109,5				5529	5430	4485		
F01.09.03	G	56,1				5212				
F01.09.04	G	142,0			10,71	5570	5428	5303		
F01.09.05	G	100,9				5539	5441	5014		
F01.09.06	G	167,7		79599		5554				
F01.09.07	G	87,3		72979		5581				
F01.11.01	X (G)	6,5				5449				
F01.11.02	X (G)	0,34				3776				
F01.11.03	G	92,4				5742	5565	5328		
F02.07.01	G (X)	8,6				4922	4801	2492		
F02.07.02	G (X)	36,3		70065		5360				
F02.10.01	G	100,9				5716	5485	5435		
F02.10.02	G (X)	37,3		68435		5425				
F02.10.03	X / G	8,6				5052				
F02.10.04	X / G	25,3				5018	4965	4560		
F02.11.01	G (X)	15,1				4882	4676	2363		
F02.11.02	G	44,5			2,44	5561	5424	4608		
F02.11.03	G (X)	14,0				4724				
F02.11.04	G (X)	25,3		30048		5072				
F02.11.05	G (X)	27,0		58724		5084				
F02.11.06	G (X)	21,2				4954	4836	3776		
F02.11.07	G	55,8				5099	4972	4852		
F02.11.08	G (X)	17,8				5379	5185	4169		
F02.11.09	G	43,1				5282	5294	4951		
F1.1	Diac. G								0,102	35,8
F1.3	Diac. X								0,126	20,7
F1.4	Diac. X								0,147	23,8
F1.5	Diac. X								0,172	30,7
F1.6	Diac. X								0,174	22,8
F2.1	Diac. X								0,234	20,8
F2.2	Diac. X								0,170	22,2
F2.3	Diac. X								0,375	39,4
F2.3A	Diac. X								0,266	32,9
F3.1	Diac. X								0,211	23,2
F3.2	Diac. G								0,162	43,9

σ_c - Resistência à compressão uniaxial; ν - Coeficiente de poisson; E - Módulo de deformabilidade; $I_{s(50)}$ médio - Valor médio do índice de resistência à carga pontual; V_P - Velocidade de propagação das ondas P; V_S - Velocidade de propagação das ondas S; c - Coesão aparente; ϕ - Ângulo de atrito; Diac. G - Descontinuidade em Grauvaque; Diac. X - Descontinuidade em Xisto

Os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos ensaios de deslizamento de diaclases realizadas nas amostras de sondagem do Funcho, constam no Quadro 4.16. A interpretação dos resultados é efectuada no Capítulo 5.

Quadro 4.17 – Quadro síntese dos resultados obtidos nos ensaios com ultra-sons e ensaios mecânicos, efectuados nas amostras dos locais 9 e 10.

Amostra	Carga Pontual		Ultra-sons (54kHz)		Ultra-sons (1MHz)	
	$I_{s(50)}$ médio (MPa)	$I_{a(50)}$	V_P média (m/s)		V_S média (m/s)	
9W1-2X	6,2 \perp 1,30 \parallel	4,77	-	-	-	-
9W1-2G	6,48		-	-	-	-
10W1G	2,63		2838 \perp 3596 \parallel	2983 \perp 3501 \parallel	2036 \perp 2503 \parallel	

$I_{s(50)}$ médio - Valor médio do índice de resistência à carga pontual; $I_{a(50)}$ - Índice de anisotropia de resistência à carga pontual; V_P médio - valor médio da velocidade de propagação das ondas P; V_S médio - valor médio da velocidade de propagação das ondas S.

\perp - Valor do parâmetro determinado na direcção perpendicular à foliação

\parallel - Valor do parâmetro determinado na direcção paralela à foliação

CAPÍTULO 5

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MACIÇOS

ROCHOSOS DO FLYSCH DO BAIXO ALENTEJO

5 - Caracterização geotécnica dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo

5.1 - Considerações iniciais

No Capítulo 4, procedeu-se à descrição da metodologia adoptada para a presente dissertação, tendo em vista o estudo das rochas do Grupo do Flysch do Baixo Alentejo (FBA), nomeadamente, quanto aos processos de amostragem, assim como quanto às técnicas laboratoriais utilizadas visando a caracterização geotécnica destas rochas.

Os resultados obtidos no estudo laboratorial, cuja apresentação foi feita no capítulo anterior, são analisados e interpretados neste capítulo e, sempre que possível, comparados com dados compilados na bibliografia sobre o mesmo tipo de materiais rochosos. Procura-se deste modo, contribuir para o conhecimento das propriedades químicas, físicas e mecânicas dos materiais estudados, assim como, avaliar as propriedades mais adequadas para a sua caracterização.

Deve ser salientado o facto de a caracterização física e mecânica dos materiais rochosos do FBA ser difícil de realizar, principalmente, no caso das rochas pelíticas. Por um lado, a anisotropia, materializada sobretudo, pela clivagem de fluxo nos xistos argilosos e filitos, e pela clivagem de fractura nos grauvaques, além de dificultar a preparação de amostras para ensaio, mesmo em materiais sãos, ocasiona uma elevada dispersão nos valores de certas propriedades como, por exemplo, a expansibilidade, a resistência ou a deformabilidade. Por outro lado, a heterogeneidade resultante da fina interestratificação de xistos e grauvaques que se observa, com frequência, afecta a representatividade dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais. Neste contexto, os resultados dos ensaios realizados são analisados, evitando generalizações muito amplas, de modo a não colocar em causa a sua representatividade.

Expõem-se dados geotécnicos sobre as rochas e maciços rochosos do FBA, compilados em estudos publicados, assim como em relatórios geológicos e geotécnicos efectuados para apoio a obras de engenharia implantadas nestas formações turbidíticas.

São avaliadas as propriedades índice que podem ser utilizadas na descrição do estado de alteração das rochas estudadas, sendo propostos os ensaios índice mais adequados para a caracterização e descrição do estado de alteração destes materiais.

Analisa-se a influência da anisotropia no comportamento geotécnico destes materiais rochosos, nomeadamente, na expansibilidade e na resistência.

Com base nos resultados obtidos na caracterização geotécnica realizada, efectuou-se uma análise de correlação envolvendo os principais parâmetros mineralógicos, físicos e geotécnicos determinados nestes materiais rochosos.

A análise dos elementos proporcionados pelo estudo experimental, assim como dos dados geotécnicos compilados na bibliografia sobre as rochas do FBA, permite tecer algumas considerações sobre o comportamento geotécnico destes materiais rochosos em taludes naturais e de escavação, e ainda como material de construção para aterros.

5.2 - Caracterização química e mineralógica

Nesta secção tratam-se os aspectos relativos à caracterização química e mineralógica das rochas amostradas do FBA. Analisam-se os resultados obtidos através das técnicas laboratoriais descritas na secção 4.4.1 nomeadamente, os da difracção de raios-X.

Composição química de xistos e grauvaques com distintos estados de alteração

Das amostras de xisto e grauvaque colhidas na área de Santiago do Cacém, com distintos estados de alteração, e com o objectivo de auxiliar o estudo da evolução das propriedades físicas com o estado de alteração, seleccionaram-se oito amostras de xisto e oito amostras de grauvaque, as quais foram divididas em dois grupos, em função do seu estado de alteração, e a que foram atribuídas as designações: i) **não alteradas** (amostras 7W2/W1X; 2AW3/W2X; 7W1G e 2AW2/W1G); ii) **alteradas** (amostras 1W3/W2X; 2AW4/W3X; 8W3/W4X; 5W4X; 14W4-5X; 2W2/W3G; 6W2/W1G; 13W2G; 8W3G; 5W4G e 15W4G). Os resultados das análises químicas das amostras referidas, expressos pelas médias dos valores das percentagens ponderais dos elementos maiores, sob a forma de óxidos, são apresentados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Valores médios das percentagens ponderais dos elementos maiores, sob a forma de óxidos, das rochas estudadas.

Amostras	Alteração	Fe ₂ O ₃ (%)	MnO (%)	TiO ₂ (%)	CaO (%)	K ₂ O (%)	P ₂ O ₅ (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	Na ₂ O (%)	P.R. (%)																											
XISTOS	7W2/W1X 2AW3/W2X	não alteradas	7,38	0,22	0,91	0,63	2,99	0,19	59,55	18,94	2,36	1,46	5,17																										
														1W3/W2X 2AW4/W3X 2W3/W2X 8W3/W4X 5W4X 14W4-5X	alteradas	7,96	0,12	1,01	0,05	3,41	0,12	58,25	20,45	1,72	0,86	5,83													
	total	7,82	0,15	0,98	0,20	3,31	0,14	58,57	20,08	1,88	1,01	5,67																											
	GRAUVAQUES	7W1G 2AW2/W1G	não alteradas	4,96	0,19	0,57	2,28	1,20	0,21	70,47	11,89	1,67	3,03														3,75												
																												2W2/W3G 6W2/W1G 13W2G 8W3G 5W4G 15W4G	alteradas	6,34	0,06	0,77	0,05	1,60	0,12	69,42	14,70	1,39	1,43
		total	5,99	0,09	0,72	0,61	1,50	0,14	69,68	14,00	1,46	1,83	3,95																										

A análise da composição química das amostras seleccionadas (nos Quadros 4.10 e 5.1) permite estabelecer a distinção entre as duas litologias predominantes: xistos e grauvaques.

De facto, verifica-se que:

i) independentemente do estado de alteração, os xistos, devido à sua composição mineralógica, com grande quantidade de filossilicatos, apresentam maiores percentagens de Al₂O₃, K₂O, Fe₂O₃ e MgO e menores percentagens de SiO₂, CaO e Na₂O que os grauvaques;

ii) estando a perda ao rubro (P.R.) relacionada directamente com a água estrutural (H₂O⁺), cuja percentagem aumenta com a ocorrência de minerais secundários de neoformação, como é

o caso dos filossilicatos hidratados denominados minerais argilosos, constata-se que os xistos apresentam maiores teores de P.R. do que os grauvaques, pois são constituídos por uma maior quantidade de filossilicatos hidratados.

Quanto à avaliação do estado de alteração na composição química dos materiais rochosos em estudo, verifica-se ainda que:

i) a P.R., tanto nos xistos como nos grauvaques, aumenta com o estado de alteração da rocha, dado que quanto mais acentuado é o estado de alteração, maior é a quantidade de água contida na estrutura (H_2O^+), dos minerais secundários de neoformação;

ii) devido à distinta mobilidade dos diferentes elementos químicos durante a meteorização das rochas, constata-se que: a) os teores de CaO , MgO , Na_2O e SiO_2 , tendem a diminuir com o estado de alteração nos xistos e nos grauvaques, principalmente, o CaO e Na_2O , devido à maior mobilidade do Ca, Na, Mg e Si durante a meteorização das rochas em clima temperado; b) os teores de Al_2O_3 , TiO_2 e Fe_2O_3 tendem a aumentar, com o estado de alteração dos materiais rochosos estudados, devido à menor mobilidade do Al, Ti e Fe durante a meteorização das rochas no clima ou climas que presidiram à alteração a que foram sujeitas;

iii) o teor de CaO diminui bastante nos materiais com estado de alteração mais acentuado, principalmente nos grauvaques, porque o Ca^{2+} é um catião muito móvel, estando relacionado com a degradação das plagioclases no processo de meteorização;

iv) o teor de Na_2O também tem tendência a diminuir consideravelmente, com o estado de alteração nos xistos e nos grauvaques, pois o catião Na^+ tem grande mobilidade, embora não tão acentuada como a do catião Ca^{2+} ; a diminuição do Na_2O está relacionada com a degradação dos feldspatos alcalinos que normalmente oferecem maior resistência à meteorização química;

v) o teor de K_2O , apesar da grande mobilidade do catião K^+ durante a meteorização, não varia de forma significativa com o estado de alteração da rocha, embora apresente tendência para aumentar ligeiramente; este facto pode ser explicado por as rochas terem sido expostas a ambientes de meteorização diferentes, em que, paralelamente à degradação dos feldspatos potássicos, por vezes, a existência de ambientes alcalinos favorece a formação de minerais argilosos do grupo da illite, provocando o aumento ligeiro da proporção relativa de K_2O ;

vi) verifica-se a tendência para uma ligeira diminuição dos teores de P_2O_5 e MnO com o estado de alteração das amostras.

Composição mineralógica

O aspecto macroscópico das amostras estudadas, descrito no Capítulo 4, nomeadamente no que se refere à granulometria e textura, revela-se de forma idêntica a nível microscópico, estando relacionado com a presença de certos minerais característicos nestas rochas.

Os grauvaques das formações do FBA, apresentam granulometria grosseira e por vezes foliação, nomeadamente clivagem de fractura, em regra incipiente, podendo assim tomar a designação de metagruvaques, enquanto que os xistos argilosos e filitos, com os quais ocorrem associados, apresentam granulometria fina e clivagem de fluxo característica, bem marcada.

Microscopicamente, observam-se características texturais idênticas, predominando nos xistos os silicatos de grão fino com estrutura em folhas (filossilicatos), como as micas e os minerais argilosos, enquanto que nos grauvaques predominam os silicatos de grão mais grosseiro com estrutura tridimensional (tectossilicatos), como o quartzo e os feldspatos. A foliação é normalmente materializada pela ocorrência de filossilicatos do tipo sericítico, pelo alongamento dos grãos de quartzo ou pelo alinhamento das partículas de matéria orgânica (Ojima & Rodrigues, 1983).

Foi efectuado um total de 39 análises por difracção de raios-X, nas amostras de xisto e grauvaque em estudo. As Figuras 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 ilustram o aspecto de 32 difractogramas, seleccionados com o intuito de representar as características mineralógicas dos dois litótipos principais estudados (xistos e grauvaques), assim como, a evolução mineralógica destes materiais rochosos no decurso do processo de meteorização, intimamente ligado à evolução química, analisada na secção anterior.

A fracção do material analisada, com dimensão inferior a 0,425mm (peneiro nº40 - ASTM), pode ser considerada amostra total e procura ser representativa dos materiais rochosos em estudo, dado que fornece informação dos minerais mais importantes, argilosos e não argilosos, presentes em cada amostra.

Para além da identificação das principais espécies minerais ocorrentes nos materiais analisados, pode-se avaliar, através da intensidade, da forma e da perfeição dos picos observados nos difractogramas, o grau de cristalinidade ou a degradação dos minerais. A análise dos difractogramas, permitiu constatar as principais características mineralógicas destas rochas, que seguidamente se descrevem.

- A constituição mineralógica dos xistos e dos grauvaques é semelhante, variando a proporção relativa em que ocorrem os minerais presentes. Os dois litótipos, em todas as amostras, são constituídos por quartzo, feldspatos, principalmente os do tipo calcoalcalino, micas, minerais argilosos, nomeadamente caulinite, ilite e clorite. Em algumas amostras, ocorrem em percentagens menores, carbonatos (sendo a calcite, e a siderite, os mais comuns), pirite e hematite.
- Os grauvaques são constituídos maioritariamente, por quartzo (Q), e feldspato calcoalcalino (P), envoltos numa matriz em que ocorrem, sobretudo, filossilicatos (Fi), mas na qual também se identificam calcite (Ca), siderite (S) e pirite (Pi).
- Nos xistos, pelo contrário, a principal componente mineralógica é constituída por filossilicatos, nomeadamente, minerais argilosos e micas, ocorrendo menor quantidade de quartzo e sobretudo, de feldspatos. Em percentagens menores, identificam-se ainda, calcite (Ca), siderite (S) e hematite (H).
- As micas, mais ou menos degradadas, são do tipo sericítico, ou seja, micas brancas, moscovite (Mo), ou paragonite (Pa), de grão muito fino e ocorrem em todas as amostras, de forma isolada ou associada, geralmente, como interestratificados ilite/mica (I/M). Estes minerais micáceos têm uma cristaloquímica semelhante à da ilite, diferindo ligeiramente desta, na composição química. Por outro lado, estes minerais são comuns em rochas de baixo grau de metamorfismo (zona da clorite), ricas em filossilicatos, como é o caso dos xistos argilosos das formações em estudo.

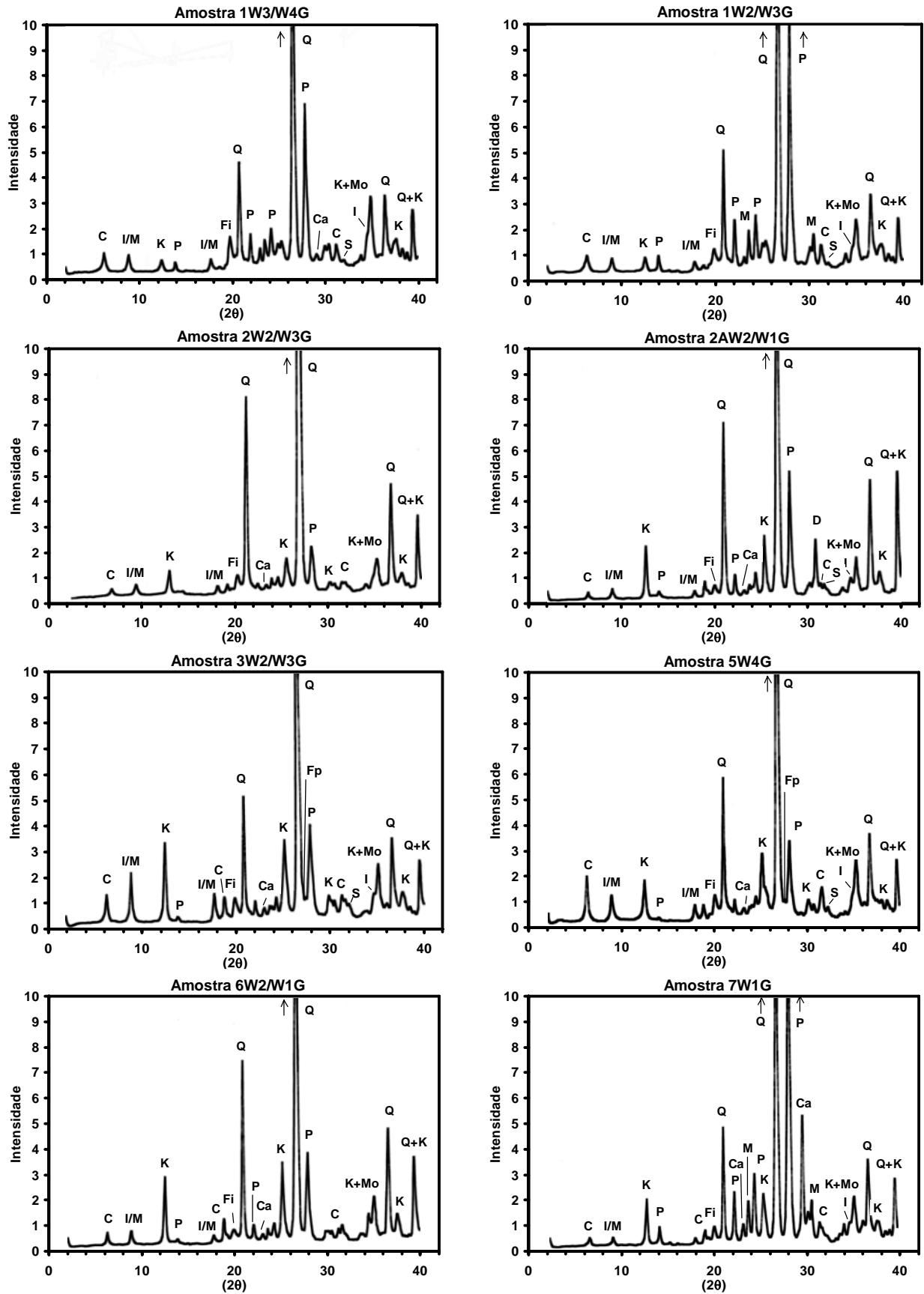


Fig. 5.1 – Secções dos diagramas de difracção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de grauvaque (1W3/W4G a 7W1G).

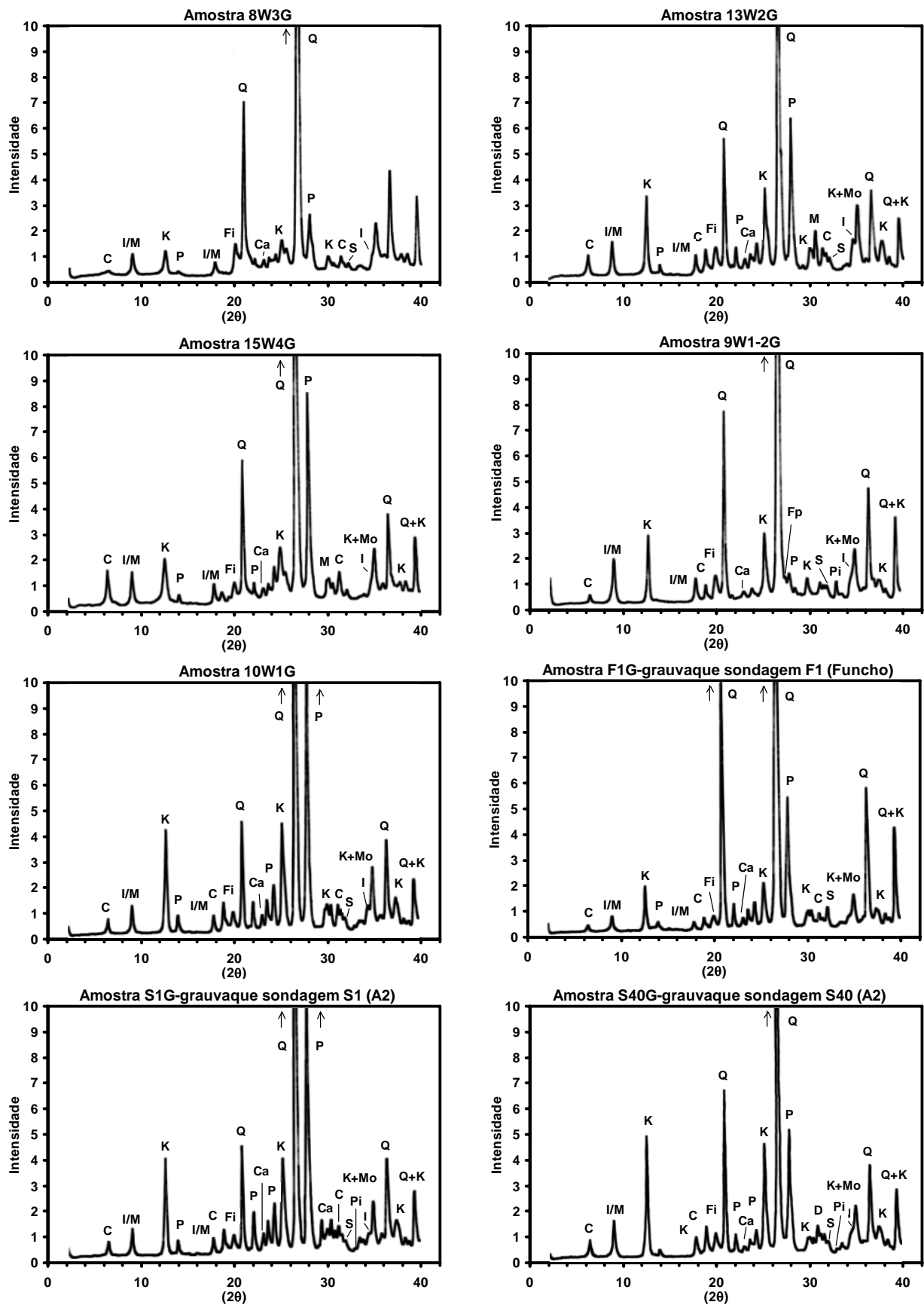


Fig. 5.2 – Secções dos diagramas de difracção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de grauvaque (8W3G a S40G).

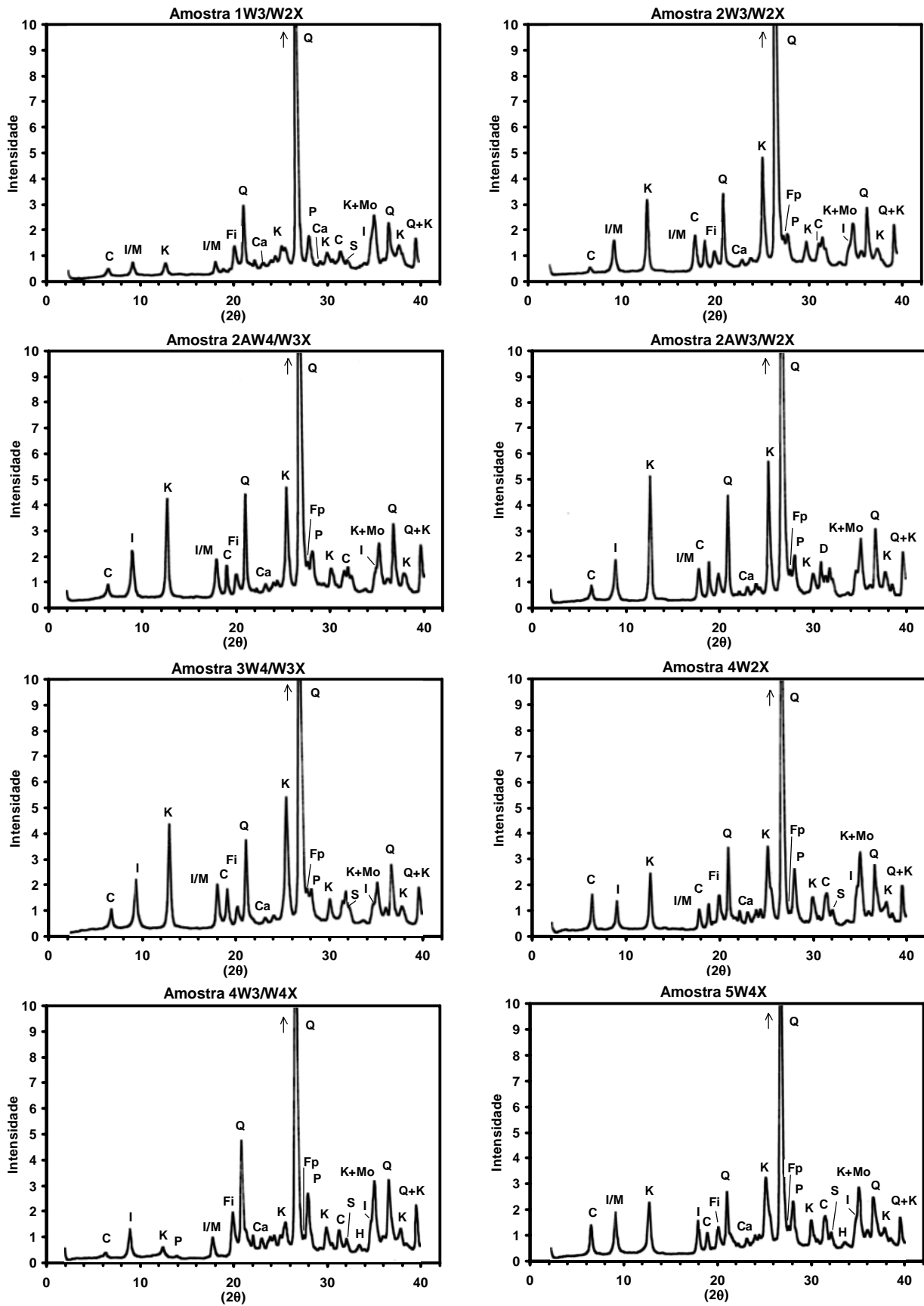


Fig. 5.3 – Secções dos diagramas de difracção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de xisto (1W3/W2X a 5W4X).

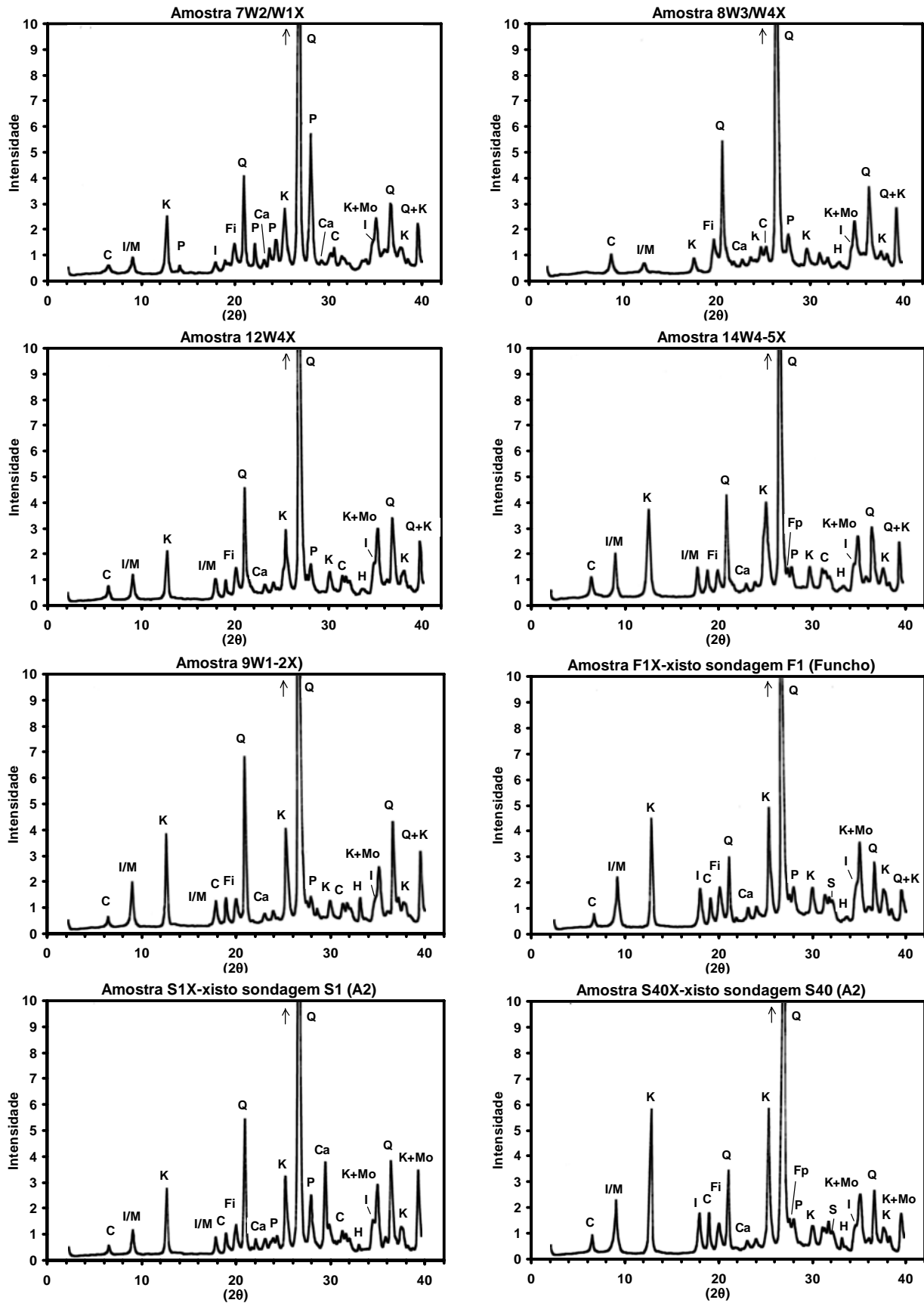


Fig. 5.4 – Secções dos diagramas de difracção de raios X seleccionados correspondentes às amostras de xisto (7W2/W1X a S40X).

- Em todas as amostras predomina o feldspato calcoalcalino, ocorrendo em algumas amostras, ainda que em pequena percentagem, feldspato potássico (Fp). Verifica-se que o feldspato potássico é mais comum nos xistos (2W3/W2X; 2W4X; 2AW4/W3X; 2AW3/W2X; 3W4/W3X; 4W2X; 5W4X; 11W3X; 12W4X; 13W2/W3X; 14W4-5X; 9W1-2X e S40X(A2)), do que nos grauvaques (3W2/W3G; 5W4G e 9W1-W2G). O predomínio das plagioclases nestes litótipos, poderá ser explicado pelo facto de os feldspatos potássicos serem produtos estáveis apenas em ambientes de metamorfismo de alto grau, sendo típicos da zona da silimanite e raros nas rochas de menor grau de metamorfismo, enquanto que, por outro lado, certas plagioclases, como a albite, são estáveis em ambientes de baixo grau metamórfico (zonas da clorite e da biotite), como é o caso dos materiais rochosos em estudo.
- Os grauvaques da Formação de Mértola apresentam maior quantidade de feldspatos calcoalcalinos (plagioclases), do que os grauvaques das formações do Mira e da Brejeira. A explicação deste facto, sabendo-se que as plagioclases, nomeadamente a série da albite-anortite de baixa temperatura, são frequentes nas rochas metamórficas e nos sedimentos, tanto na forma de minerais primários como de neoformação (Deer *et al.*, 1966), poderá estar relacionada com a possibilidade da origem dos turbiditos, sugerida por Oliveira *et al.* (1979), situar-se a norte, ou seja, no Maciço de Beja, constituído por rochas eruptivas básicas e intermédias, onde as plagioclases são os minerais mais abundantes. A maior proximidade da origem dos sedimentos, poderia explicar a maior quantidade destes minerais na Formação de Mértola relativamente às restantes duas formações do FBA.
- O quartzo presente em todas as amostras é essencialmente detrítico, dado que as condições de baixo grau de metamorfismo a que foram sujeitos os turbiditos, não são suficientes para que a fracção neoformada deste mineral, por recristalização, seja significativa. Os grauvaques da Formação de Mértola parecem ser menos siliciosos do que os grauvaques das formações do Mira e da Brejeira. Isto pode não significar menor quantidade de quartzo, mas provavelmente, dever-se à maior dimensão dos clastos (essencialmente quartzo), característica das fácies grauvacóides da Formação de Mértola, assim como, o facto de a intensidade dos máximos de difracção presentes nos difractogramas ser proporcional ao número de “reflexões” de raios-X nos grãos minerais. Um menor número de grãos, que por serem mais grosseiros, conduz a um menor número de “reflexões” e, portanto, a máximos de difracção menos intensos, pode explicar os menores valores percentuais do quartzo nos grauvaques desta formação turbidítica.
- O feldspato potássico ocorre apenas em algumas amostras de xistos e grauvaques, pertencentes à Formação do Mira, nas quais, o feldspato calcoalcalino existe sempre em pequena quantidade.
- Na maior parte das amostras os carbonatos têm alguma importância e pela observação macroscópica das amostras, não fazem parte da fracção detrítica sendo frequentemente os constituintes dos veios e fracturas milimétricas que se desenvolvem subparalelamente à foliação evidenciada na rocha. A calcite é o carbonato mais comum, ocorrendo em todas as amostras. A siderite, menos frequente do que a calcite, ocorre em várias amostras de xisto e de grauvaque, nomeadamente, nas amostras colhidas nos locais 1, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 12, 13, 14, descritos no Capítulo 4, e nas amostras obtidas em algumas sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem

do Funcho. Sendo a siderite um mineral de ferro típico das rochas sedimentares estratificadas, julga-se que o ferro possa ter uma origem continental, pelos processos normais de meteorização, tendo sido transportado sob a forma de bicarbonato e precipitado quando o CO₂ não estava presente em quantidade suficiente, para manter todo ferro na forma de bicarbonato solúvel. A siderite pode também ter sido formada ou através da substituição na calcite de Ca por Fe, ou por carbonatação de um polimorfo da clorite, a berthierina, um filossilicato que no passado era conhecido por septeclorite ou chamosite. Trata-se de uma serpentina que ocorre geralmente associada ou interestratificada com a clorite sendo, em termos químicos, próxima da clorite ferrosa mas, em regra, mais rica em Fe do que a clorite (Gomes, 2002). A dolomite ocorre muito raramente, sendo identificada apenas nas amostras do local 2A e nos grauvaques de algumas amostras das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho (S1 e S40 e F1). A sua ocorrência poderá, provavelmente, estar relacionada com uma dolomitização subsequente dos sedimentos, numa fase posterior à litificação, pela penetração de soluções magnesianas através de falhas e diaclases do maciço rochoso.

- Tanto nos xistos como nos grauvaques, os minerais argilosos mais comuns são a caulinite (K), a ilite (I) e a clorite (C). Destes três tipos distintos de minerais argilosos, predomina a caulinite, quer nos xistos quer nos grauvaques. A ilite é mais abundante do que a clorite, nos xistos, observando-se o contrário nos grauvaques, nos quais, a clorite predomina em relação à ilite.
- Verifica-se a tendência para as amostras mais alteradas, quer nos xistos (4W3/W4X; 8W3/W4X; 14W4-5X; 5W4X), quer nos grauvaques (1W3/W4G; 8W3G; 5W4G; 15W4G), apresentarem minerais argilosos mais degradados, ou seja, minerais em que o grau de ordem estrutural é menor, revelando por isso, menor cristalinidade e grão mais pequeno. Nos difractogramas estas características traduzem-se no facto dos máximos de difracção característicos destes minerais serem mais difusos, tendo portanto perfis mais abertos e achatados.

5.3 - Caracterização física. Propriedades índice.

Nesta secção, procede-se à análise dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização física dos materiais líticos estudados (Quadros 4.11 e 4.12). Com o intuito de facilitar essa análise, as amostras foram agrupadas de acordo com três graus de alteração distintos (W₁₋₂ - materiais são a pouco alterados; W₃ - materiais medianamente alterados; W₄₋₅ - materiais muito alterados).

Os três grupos de amostras foram definidos de acordo com os resultados obtidos para algumas propriedades físicas (massa volúmica, porosidade e índice de vazios), pelo facto de terem sido determinadas em todas as amostras de superfície, e nas amostras de profundidade que foram seleccionadas. Considerando a evolução que, em regra, estes parâmetros físicos apresentam com o aumento do grau de alteração da rocha, as amostras de xisto e de grauvaque, foram escalonadas separadamente, de acordo com os resultados obtidos em cada ensaio físico, atribuindo o número 1 à amostra cujo resultado a indicou, para essa propriedade, como a amostra menos alterada, e assim, sucessivamente, para todas as outras amostras até à mais alterada. Depois deste escalonamento, quanto ao grau de alteração das amostras de xisto e de grauvaque, e de acordo com os resultados obtidos em cada um dos ensaios físicos referidos, foi calculado o valor médio dos posicionamentos de cada amostra, quanto ao grau de

alteração, permitindo fazer a sua inserção num dos três grupos estabelecidos. No Quadro 5.2, consideram-se os diferentes estados de alteração referidos anteriormente, e apresentam-se os valores médios dos resultados obtidos para as propriedades físicas dos dois litótipos.

Apresentam-se, ainda, dados compilados na bibliografia, sobre índices físicos e de durabilidade de materiais rochosos do FBA, ou similares.

Finalmente, numa tentativa de relacionar as várias propriedades índice estudadas nestas rochas, procurou-se, através da regressão pelo método dos mínimos quadrados, determinar as equações das curvas de ajustamento aos dados observados, assim como, os coeficientes de correlação entre os valores obtidos para os vários parâmetros físicos.

Quadro 5.2 – Valores médios dos resultados obtidos para as propriedades físicas dos xistos e grauvaques para estados de alteração distintos.

	Amostras	Estado de alteração	γ_a (kg/m ³)	n_a (%)	I_v (%)	I_{d2} (%)	V_{am} (g/100g finos)	ϵ média (%)																					
XISTOS	7W2/W1X 9W1-2X F1X S15X 2AW3/W2X 10W1-2X	W ₁₋₂	2548	7,6	1,1	98,6	0,468	0,910																					
	4W2X 1W3/W2X 2W3/W2X 2AW4/W3X 13W2/W3X 12W4X 4W3XG 2W4X								W ₃	2192	16	3,7	95,3	0,688	2,158														
	8W3/W4X 11W3X 3W4/W3X 4W3/W4X 14W4-5X 5W4X															W ₄₋₅	2103	23,9	9,5	86,2	1,196	2,986							
	GRAUVAQUES	FIG 7W1G S15G 2AW2/W1G 10W1G 9W1-2G	W ₁₋₂	2619	3,6	0,7	99,4	0,106	0,016																				
		6W2/W1G 3W2/W3G 1W2/W3G 2W2/W3G 3W4G 1W3/W4G								W ₃	2293	11,6	2,5	96,5	0,506	0,252													
		13W2G 8W3G 5W4G 15W4G															W ₄₋₅	2014	19,4	7,6	71,5	0,668	1,484						

a) Massa volúmica aparente

As amostras estudadas apresentam valores de massa volúmica aparente (γ_a) entre 1693 e 2631 Kg/m^3 , no caso dos xistos, e entre 1485 e 2719 Kg/m^3 , no caso dos grauvaques. Este amplo intervalo de valores reflecte a presença de materiais rochosos compactos, pouco compactos e friáveis, assim como estados de alteração distintos (Quadros 4.11 e 4.12). Os valores obtidos, corroboram os resultados encontrados na bibliografia para a massa volúmica aparente, de materiais rochosos similares, que ocorrem na Região Centro de Portugal (Andrade *et al.*, 1997; Andrade & Saraiva, 1998, 2000).

Da análise do Quadro 5.2 e da Figura 5.5, verifica-se que em regra, para um estado de alteração semelhante, o valor médio da massa volúmica aparente é maior nos grauvaques do que nos xistos, traduzindo uma maior compacidade dos grauvaques. Nos xistos, a massa volúmica aparente varia entre 2454 e 2631 Kg/m^3 , (valor médio de 2548 Kg/m^3), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 1693 e 2418 Kg/m^3 (valor médio de 2192 Kg/m^3), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 1968 e 2258 Kg/m^3 (valor médio de 2103 Kg/m^3), para os materiais muito alterados, W_{4-5} . Nos grauvaques a massa volúmica aparente varia entre 2517 e 2719 Kg/m^3 , (valor médio de 2619 Kg/m^3), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 1631 e 2649 Kg/m^3 (valor médio de 2293 Kg/m^3), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 1485 e 2360 Kg/m^3 (valor médio de 2014 Kg/m^3), para os materiais muito alterados, W_{4-5} , (Quadro 5.2). Como se pode observar na Figura 5.5, existe a tendência, nos dois litótipos estudados, para os valores de massa volúmica mais elevados, corresponderem a materiais pouco alterados e medianamente alterados, (*e.g.* F1G; S15G; 7W1G; 10W1G; 2AW2/W1G; 9W1G; 6W2/W1G; F1X; 9W1-2X; 7W2/W1X e S15X), registando-se os valores mais baixos deste parâmetro físico, nas amostras muito alteradas e medianamente alteradas (*e.g.* 15W4G; 5W4G; 8W3G; 1W3/W4G; 3W2/WG; 5W4X; 14W4-5X; 8W3/W4X; 3W4/W3X; 4W3/W4X e 13W2/W3X). Esta diminuição da massa volúmica aparente nas amostras mais alteradas, reflecte a influência do estado de alteração destes materiais rochosos nos valores deste parâmetro.

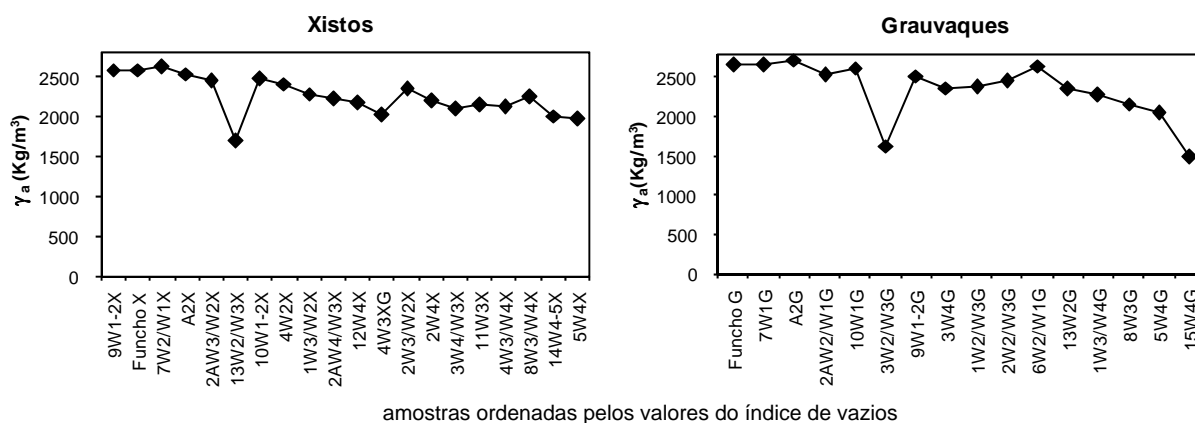


Fig. 5.5 – Valores da massa volúmica aparente obtidos nas amostras de xisto e de grauvaque.

b) Porosidade aparente

As amostras estudadas apresentam valores de porosidade aparente (n_a), entre 4,4 e 29,6%, no caso dos xistos, e entre 1,3 e 25,5% no caso dos grauvaques (Quadros 4.11 e 4.12). Tal como acontece com os valores da massa volúmica, esta ampla gama de valores, traduz a presença na amostragem estudada de materiais rochosos com diferentes compacidades e, sobretudo, com

estados de alteração distintos, pois como é sabido, a alteração das rochas origina, em regra, um aumento do volume dos vazios e, conseqüentemente, um aumento da porosidade.

Os valores obtidos, corroboram os resultados encontrados na bibliografia da especialidade, para a porosidade aparente de materiais rochosos similares que ocorrem na Região Centro de Portugal (Andrade *et al.*, 1997; Andrade & Saraiva, 1998, 2000).

Da análise do Quadro 5.2 e da Figura 5.6, verifica-se que em regra, para um estado de alteração semelhante, o valor médio da porosidade aparente é menor nos grauvaques do que nos xistos, facto que está de acordo com os valores médios verificados para a massa volúmica aparente, traduzindo assim, a maior compacidade dos grauvaques em relação aos xistos. A porosidade aparente, nos xistos, varia entre 4,4 e 30,4%, (valor médio de 12,6%), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 12,2 e 19,6% (valor médio de 16%), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 21,2 e 29,6% (valor médio de 23,9%), para os materiais muito alterados, W_{4-5} . Nos grauvaques, a porosidade aparente varia entre 1,3 e 25,5%, (valor médio de 8,6%), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 4,9 e 16,0% (valor médio de 11,6%), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 11,9 e 25,5% (valor médio de 19,4%), para os materiais muito alterados, W_{4-5} , (Quadro 5.2). Constata-se ainda a tendência, tanto nos xistos como nos grauvaques, para os valores da porosidade aparente mais elevados se verificarem nas rochas medianamente alteradas a muito alteradas (*e.g.* 15W4G; 5W4G; 8W3G; 1W3/W4G; 5W4X; 14W4-5X; 8W3/W4X; 3W4/W3X e 4W3/W4X), assim como, os valores mais baixos se registarem nas rochas medianamente alteradas a pouco alteradas (*e.g.* F1G, S15G; 7W1G; 2AW2/W1G; F1X; S15X; 9W1-2X; 7W2/W1X; 2AW3/W2X).

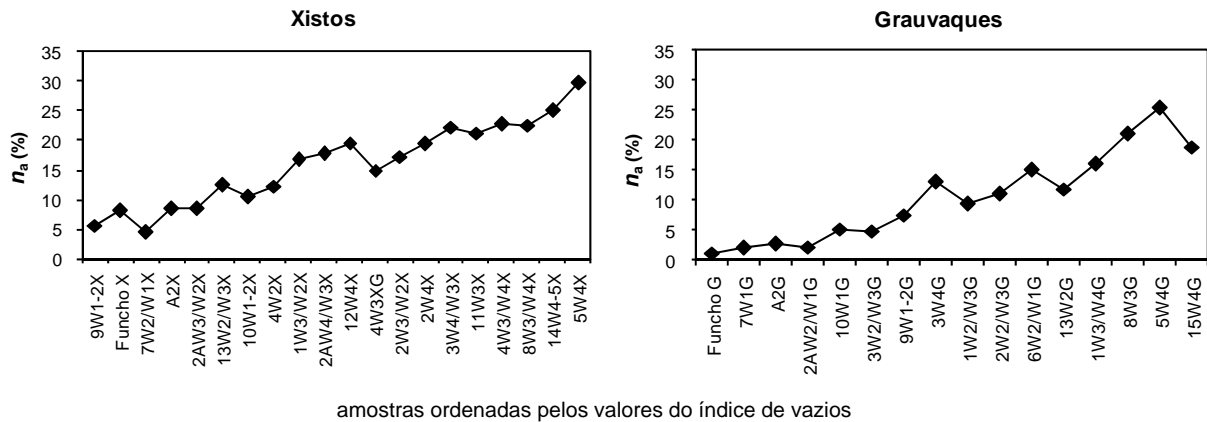


Fig. 5.6 – Valores da porosidade aparente obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.

O aumento da porosidade aparente nas amostras mais alteradas reflecte a influência do estado de alteração destes materiais, nos valores deste parâmetro físico.

c) Índice de vazios

Os valores obtidos para o índice de vazios (I_v), nas amostras estudadas, variam entre 0,4 e 16,7% nos xistos, e entre 0,1 e 11,1% nos grauvaques (Quadros 4.11 e 4.12). Estando este parâmetro intimamente relacionado com a porosidade, dado que também avalia os vazios de um material, a tendência da variação dos seus valores é semelhante à que se verifica nos valores determinados para a porosidade aparente. Assim, o amplo intervalo de valores determinados para o índice de vazios, reflecte a diferente compacidade dos materiais

amostrados e, principalmente, os seus distintos estados de alteração, os quais influenciam, de forma significativa a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos das amostras e, portanto, o índice de vazios. Estes resultados corroboram os resultados obtidos, para este parâmetro físico, por Andrade *et al.*, (1997), e Andrade & Saraiva, (1998, 2000), em rochas similares que ocorrem na Região Centro de Portugal.

Da análise do Quadro 5.2 e da Figura 5.7, verifica-se que em regra, para um estado de alteração semelhante, o valor médio do índice de vazios é menor nos grauvaques do que nos xistos, facto que está de acordo com os valores médios verificados para a porosidade aparente, traduzindo assim, a maior compacidade dos grauvaques em relação aos xistos. O índice de vazios, nos xistos, varia entre 0,4 e 2,4%, (valor médio de 1,1%), para os materiais são a pouco alterados, W₁₋₂; entre 2,0 e 5,5% (valor médio de 3,7%), para os materiais medianamente alterados, W₃; e entre 5,7 e 16,7% (valor médio de 9,5%), para os materiais muito alterados, W₄₋₅. Nos grauvaques o índice de vazios varia entre 0,1 e 1,5%, (valor médio de 0,7%), para os materiais são a pouco alterados, W₁₋₂; entre 1,4 e 4,2% (valor médio de 2,5%), para os materiais medianamente alterados, W₃; e entre 3,9 e 10,3% (valor médio de 7,6%), para os materiais muito alterados, W₄₋₅, (Quadro 5.2). Verifica-se ainda a tendência tanto nos xistos como nos grauvaques, para os valores do índice de vazios serem mais elevados nos materiais rochosos medianamente alterados a muito alterados (*e.g.* 15W4G; 5W4G; 8W3G; 1W3/W4G; 5W4X; 14W4-5X; 8W3/W4X; 4W3/W4X; 11W3X e 3W4/W3X), assim como, os valores mais baixos se registarem nas amostras medianamente alteradas a pouco alteradas (*e.g.* F1G; 7W1G; S15G; 2AW2/W1G; 10W1G; 9W1-2X; F1X; 7W2/W1X; S15X e 2AW3/W2X). Tal como se verificou com os valores da porosidade aparente, o aumento do índice de vazios nas amostras mais alteradas, reflecte a influência do estado de alteração destes materiais nos valores deste parâmetro físico.

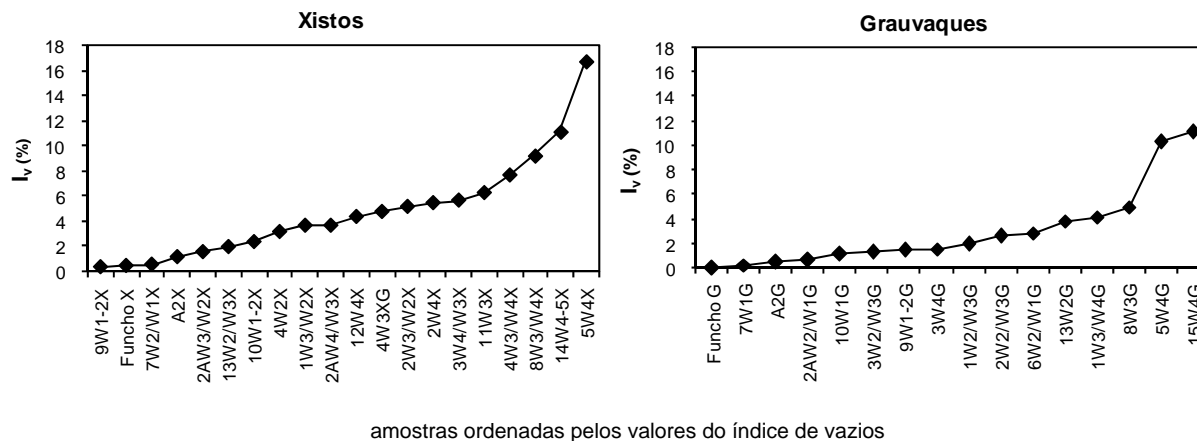


Fig. 5.7 – Valores de índice de vazios obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.

d) Desgaste em meio aquoso (“Slake durability test”)

Os valores determinados para o índice de desgaste em meio aquoso (I_{d2}), nas amostras estudadas variam entre 65,5 e 99,3% nos xistos, e entre 28,2 e 99,4% nos grauvaques (Quadros 4.11 e 4.12).

Este índice avalia a resistência de uma rocha à desintegração quando ela é sujeita a dois ciclos padrão de secagem e embebição em água, sendo utilizado na caracterização da durabilidade da rocha, em particular das rochas brandas argilosas, as quais têm tendência para a

desintegração quando sujeitas a ciclos de embebição e secagem. Deste modo, o amplo intervalo de valores deste índice de durabilidade, reflecte os diferentes estados de alteração apresentados pelos materiais, em que aqueles que evidenciam estados mais avançados de alteração, são mais vulneráveis à fragmentação e desintegração.

Da análise do Quadro 5.2 e da Figura 5.8, verifica-se que para os materiais são a pouco alterados e medianamente alterados o valor médio do índice de desgaste em meio aquoso, em regra, é maior nos grauvaques do que nos xistos o que indicia uma maior susceptibilidade à desintegração e portanto, uma menor durabilidade dos xistos. Deve ser salientado que as diferenças, entre os valores obtidos para este índice, não são significativas nos dois litótipos, a não ser para os materiais com estado de alteração acentuado (a partir de W_4). De facto, e em termos de valores médios, enquanto o valor do índice de desgaste em meio aquoso, nos xistos, varia entre 98,6% para os materiais são a pouco alterados e 95,3% para os materiais medianamente alterados, apresenta um valor significativamente diferente, nos materiais muito alterados (86,2%). De forma idêntica, enquanto nos grauvaques, valor médio do índice de desgaste em meio aquoso é de 99,4% para os materiais são a pouco alterados, e 96,5% para os materiais medianamente alterados, apresenta um valor bastante diferente nos materiais muito alterados (71,5%).

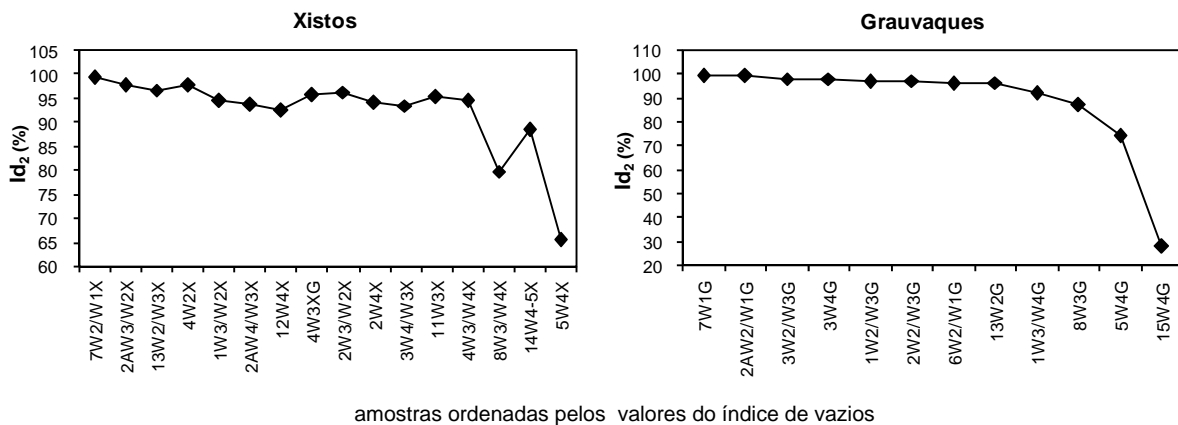


Fig. 5.8 – Valores do índice de desgaste em meio aquoso obtidos nas amostras de xisto e de grauvaque.

Saraiva (1998), num estudo sobre o potencial de desagregação de materiais xistosos do Complexo Xisto-grauváquico (Grupo das Beiras), refere a grande susceptibilidade destes materiais rochosos ao desgaste em meio aquoso, particularmente nas rochas mais alteradas (W_4). Pode-se concluir dos resultados obtidos nos materiais estudados, que i) este ensaio é mais adequado para a caracterização dos materiais com grau de alteração mais acentuado; ii) os xistos apresentam maior propensão à fragmentação e desintegração, devido a possuírem uma constituição rica em minerais argilosos, os quais em presença da água, são responsáveis pela degradação da rocha, nomeadamente, a perda de resistência, o aumento de volume por expansão e a retracção por secagem.

Verifica-se uma menor durabilidade, em ambos os litótipos, das amostras com um estado de alteração mais avançado (15W4G; 5W4G; 8W3G; 1W3/W4G; 5W4X; 14W4-5X; 8W3/W4X e 3W4/W3X), sendo a desagregação do material, mais notória no caso das amostras de grauvaque com estado de alteração mais acentuado.

Os valores do índice de desgaste em meio aquoso, obtidos para os dois litótipos corroboram os resultados encontrados na bibliografia, em materiais rochosos similares que ocorrem na Região Centro de Portugal (Andrade & Saraiva, 2000).

e) Adsorção de azul de metileno

O ensaio de adsorção do azul de metileno foi utilizado neste estudo, como sendo um ensaio índice na avaliação da fracção argilosa presente nas amostras estudadas. Os valores determinados para esta propriedade índice (V_{am}), variam entre 0,439 e 1,568 g /100g finos nos xistos e 0,130 e 1,133 g /100g finos nos grauvaques (Quadros 4.11 e 4.12).

Da análise do Quadro 5.2 e da Figura 5.9, verifica-se que em regra, para um estado de alteração semelhante, o valor médio da adsorção do azul de metileno é menor nos grauvaques do que nos xistos. O valor de adsorção do azul de metileno, nos xistos, varia entre 0,439 e 0,497 g /100 g finos, (valor médio de 0,468 g /100g finos), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 0,488 e 0,980 g /100g finos (valor médio de 0,688 g /100g finos), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 0,706 e 1,568 g /100g finos (valor médio de 1,196 g /100g finos), para os materiais muito alterados, W_{4-5} . Nos grauvaques o índice de vazios varia entre 0,130 e 0,157 g /100g finos, (valor médio de 0,106 g /100g finos), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 0,166 e 1,067 g /100g finos (valor médio de 0,506 g /100g finos), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 0,212 e 1,133 g /100g finos (valor médio de 0,668 g /100g finos), para os materiais muito alterados, W_{4-5} , (Quadro 5.2).

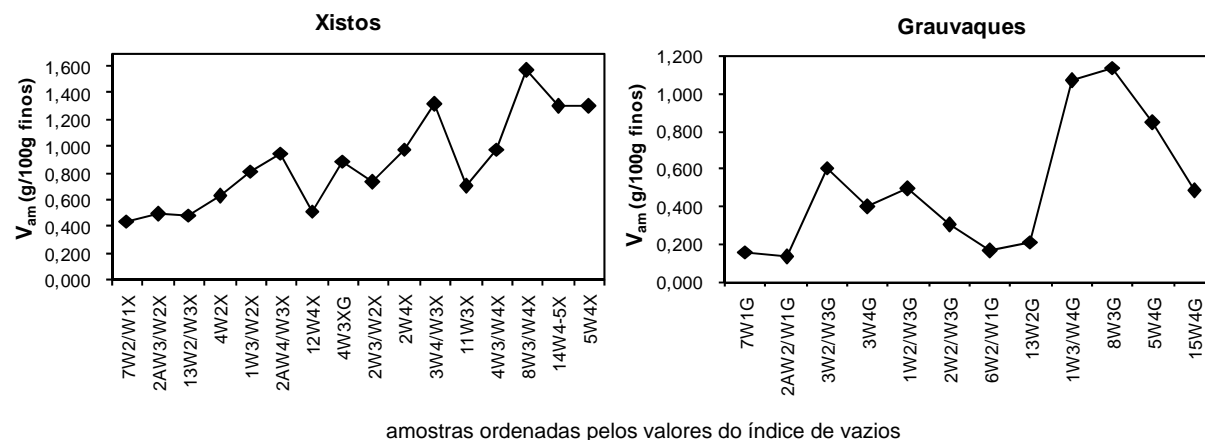
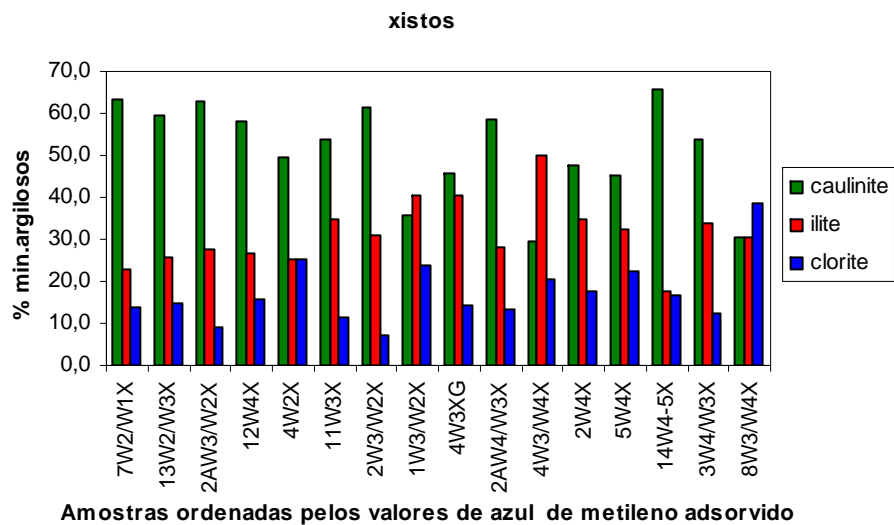


Fig. 5.9 – Valores da adsorção de azul de metileno obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.

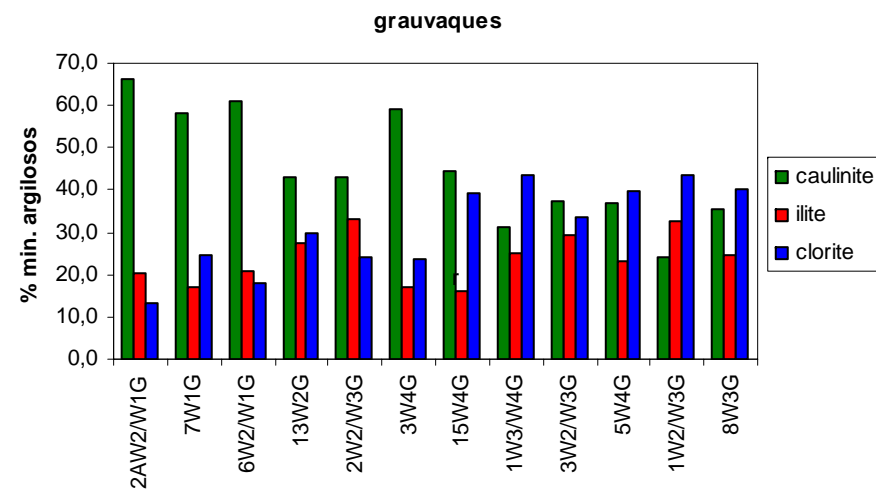
Os resultados da adsorção do azul de metileno, reflectem: i) a natureza mais argilosa dos xistos em relação aos grauvaques, mesmo nas amostras são a pouco alteradas; ii) a tendência para os minerais argilosos se apresentarem degradados, assim como, a maior quantidade de minerais argilosos com maior capacidade de troca catiónica, presentes nas amostras medianamente alteradas a muito alteradas dos xistos e dos grauvaques, são as causas de uma maior adsorção do azul de metileno nestas amostras.

Nas Figuras 5.10 e 5.12 para os xistos, e nas Figuras 5.11 e 5.13 para os grauvaques, nas quais, as amostras com diferentes estados de alteração, estão ordenadas de acordo com os seus respectivos valores de adsorção do azul de metileno, relacionam-se os resultados deste ensaio índice com o tipo, quantidade e qualidade dos minerais argilosos identificados por difracção de raios-X.



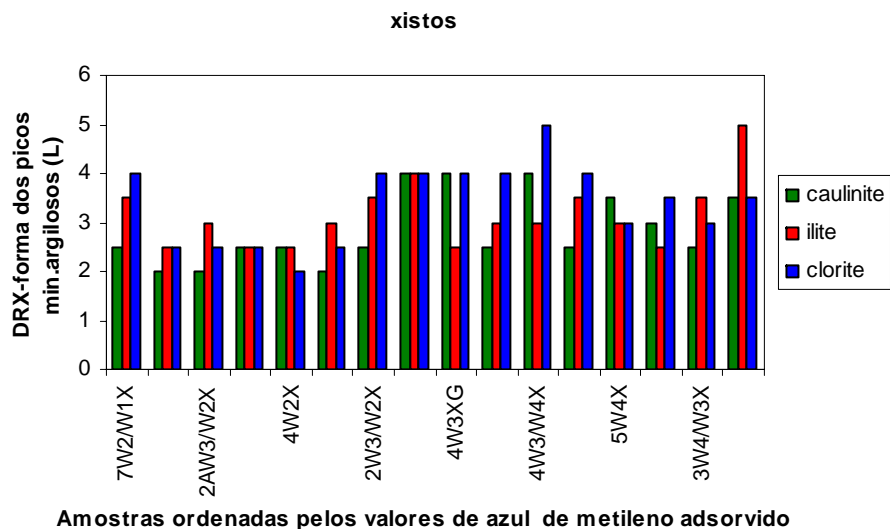
Amostras ordenadas pelos valores de azul de metileno adsorvido

Fig 5.10 – Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e o tipo e quantidade dos minerais argilosos das amostras de xisto.



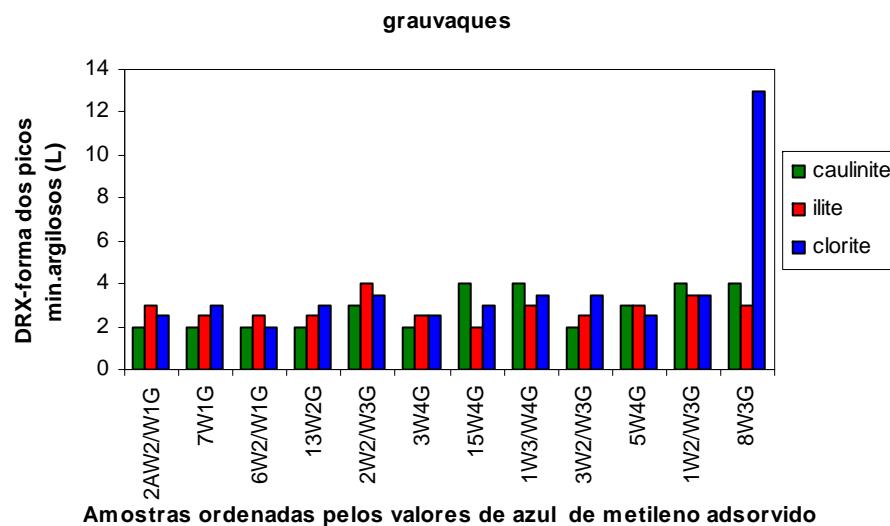
Amostras ordenadas pelos valores de azul de metileno adsorvido

Fig 5.11 – Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e o tipo e quantidade dos minerais argilosos das amostras de grauvaque.



Amostras ordenadas pelos valores de azul de metileno adsorvido

Fig 5.12 – Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e a qualidade dos minerais argilosos das amostras de xisto.



Amostras ordenadas pelos valores de azul de metileno adsorvido

Fig 5.13 – Relação entre os valores de adsorção de azul de metileno e a qualidade dos minerais argilosos das amostras de grauvaque.

Os minerais argilosos presentes nas amostras estudadas, são fundamentalmente, a caulinite, a clorite e a ilite. Como é sabido, a capacidade de adsorção do azul de metileno por estes três minerais, é diferente, sendo que a caulinite é o mineral que tem menor poder de adsorção, a ilite é o que tem maior poder de adsorção e a clorite tem um poder de adsorção intermédio.

Esta adsorção diferencial do azul de metileno por estes três tipos de minerais argilosos é devida a que entre a caulinite e a ilite, passando pela clorite, existe um incremento da carga eléctrica nos cristais destes minerais argilosos, o qual é responsável pelo aumento de reactividade química das suas superfícies com as moléculas do catião azul de metileno, aumentando, deste modo, o poder de adsorção deste pelas superfícies das partículas dos minerais argilosos através de um processo de troca catiónica (Gomes, 2002)

Sendo assim, verifica-se a tendência para que nas amostras, quer de xistos quer de grauvaques, que apresentam os menores valores de adsorção do azul de metileno (amostras 7W2/W1X; 13W2/W3X; 2AW3/W2X; 12W4X; 4W2X; 11W3X; 2W3/W2X; 2AW2/W1G; 7W1G; 6W2-1G; 13W2G; 2W2-3G e 3W4G), se registre uma percentagem de caulinite superior às percentagens de ilite e clorite, sendo, por vezes, essa percentagem tão significativa que é mesmo superior ao somatório das percentagens da ilite e da clorite (Figuras 5.10 e 5.11).

Por outro lado, a adsorção diferencial do azul de metileno, pelas amostras estudadas, pode não estar relacionada com o tipo e teor dos minerais argilosos presentes, mas com as características cristal químicas destes mesmos minerais. De facto, verifica-se que em qualquer mineral argiloso, independentemente da sua capacidade de adsorção, quanto maior for o seu estado de degradação, motivado pela alteração do material rochoso, menor será o seu grau de ordem estrutural e menor será o tamanho das partículas, diminuindo o grau de cristalinidade e aumentando a superfície específica dos minerais; estes aspectos, conseqüentemente, aumentam o poder de adsorção do azul de metileno.

Deste modo, verifica-se a tendência de nos xistos e nos grauvaques que apresentam os maiores valores de adsorção do azul de metileno (amostras 8W3/W4X; 3W4/W3X; 14W4-5X; 5W4X; 2W4X; 4W3/W4X; 2AW4/W3X; 8W3G; 1W3/W4G; 5W4G e 3W2/W3G), se registar uma maior degradação dos minerais argilosos, ao contrário daquelas amostras que apresentam menores valores de adsorção do azul de metileno (amostras 13W2-3X; 12W4X; 4W2X; 2AW2-1G; 7W1G; 6W2-1G; 13W2G e 3W4G), como se pode observar nas Figuras 5.12 e 5.13.

Analisando a influência conjunta destes três factores (tipo, quantidade e qualidade dos minerais argilosos), na capacidade de adsorção do azul de metileno pelas rochas estudadas, é possível explicar o comportamento de excepção que algumas amostras apresentam relativamente a um destes factores.

Assim, nas amostras 3W4/W3X e 14W4-5X, apesar de a caulinite ser o mineral argiloso predominante (53,9%), o qual tem pequena capacidade de troca catiónica, e de as percentagens de ilite e clorite serem pequenas, a adsorção do azul é elevada. Este comportamento contraditório, pode ser explicado pelo facto de nestas amostras, os minerais argilosos, nomeadamente a ilite e a clorite, se apresentarem com uma degradação algo acentuada manifestada pela maior abertura das reflexões basais (001) nos difractogramas. Da mesma forma, a amostra 7W2-1X, apesar de alguns dos seus minerais argilosos apresentarem degradação acentuada, nomeadamente a clorite e a ilite, tem um valor baixo de adsorção do

azul de metileno. Este comportamento de excepção, em relação às restantes amostras, pode ser explicado pelo facto de na amostra predominar a caulinite (63,5%), pouco degradada que atenua o efeito no poder de adsorção dos restantes minerais argilosos que embora bastante degradados, se apresentam com teores baixos (22,8% para a ilite e 13,7% para a clorite).

f) Expansibilidade

Foram realizados dois programas de ensaios de expansibilidade com objectivos distintos, um para avaliar a quantidade e qualidade da fracção argilosa dos materiais rochosos estudados, e outro para avaliar a influência da anisotropia destes materiais na expansibilidade, que se designam, respectivamente, por expansibilidade *versus* estado de alteração e expansibilidade *versus* anisotropia.

f 1) Expansibilidade *versus* estado de alteração

Os ensaios de expansibilidade realizados em provetes das amostras de xisto e de grauvaque referidas na secção 4.3.1, com diferentes estados de alteração, nas quais tinham sido determinados os valores de adsorção de azul de metileno, tiveram como objectivo avaliar a influência do tipo, quantidade e qualidade dos minerais argilosos presentes nas amostras estudadas, na expansibilidade destas, assim como, averiguar as potencialidades do ensaio de adsorção do azul de metileno (método de mancha), como índice utilizado para avaliação da expansibilidade destes materiais rochosos.

Os valores determinados para a expansibilidade (ϵ), variam entre 0,750 e 4,320% nos xistos e entre 0 e 3,077% nos grauvaques (Quadros 4.11 e 4.12 e Figura 5.14). Os resultados desta campanha de ensaios, permitem tirar algumas ilações sobre os materiais estudados, que em seguida se descrevem.

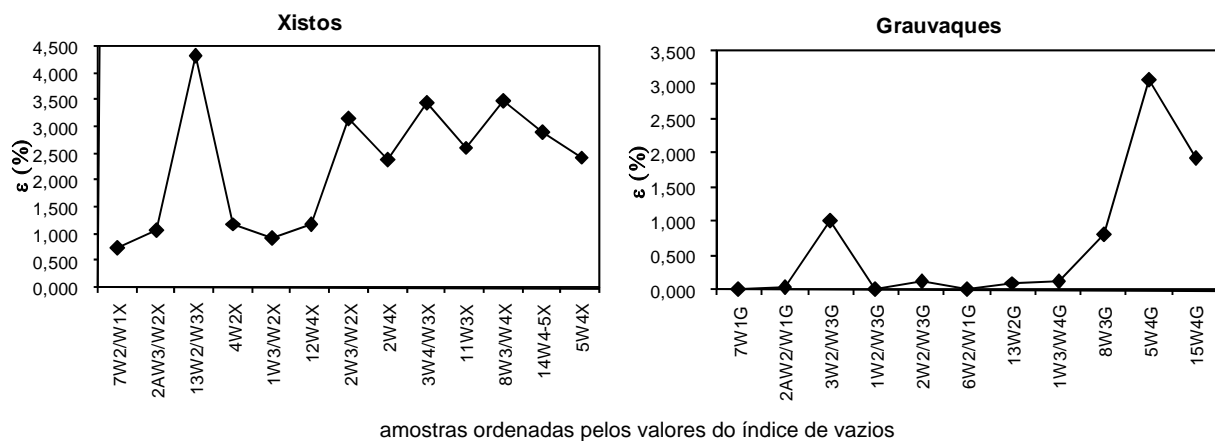


Fig. 5.14 – Valores da expansibilidade obtidos nas amostras de xisto e grauvaque.

- Verifica-se que em regra, para um estado de alteração semelhante, o valor médio da expansibilidade é bastante menor nos grauvaques do que nos xistos. Este facto, pode ser explicado por se tratar de duas litologias com composição distinta, predominando nos xistos os minerais argilosos, alguns deles com grande capacidade de retenção de água, ao contrário do que se verifica nos grauvaques. A expansibilidade, nos xistos, varia entre 0,750 e 1,070%, (valor médio de 0,910%), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 0,930 e 4,320% (valor médio de 2,158%), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 2,440 e 3,490% (valor médio de 2,986%), para os

materiais muito alterados, W_{4-5} . Nos grauvaques o índice de vazios varia entre 0 e 0,032%, (valor médio de 0,016%), para os materiais são a pouco alterados, W_{1-2} ; entre 0 e 1,019% (valor médio de 0,252%), para os materiais medianamente alterados, W_3 ; e entre 0,806 e 3,077% (valor médio de 1,484%), para os materiais muito alterados, W_{4-5} , (Quadro 5.2 e Figura 5.14).

- Nas amostras estudadas, existe uma tendência para a expansibilidade aumentar com o incremento do teor em água inicial. Esta influência do teor em água na expansibilidade, parece ser mais significativa nos grauvaques do que nos xistos, podendo ser explicada pelo facto de nos grauvaques, a expansibilidade ser condicionada, não tanto pela mineralogia, mas mais pela textura, principalmente a porosidade do material rochoso.
- Verifica-se, com frequência, nas amostras dos dois litótipos, que a maior parte da deformação axial, por expansão, ocorre nas primeiras horas do ensaio (entre 5 a 10 horas aproximadamente), tendendo depois a curva deformação por expansão *versus* tempo decorrido, para uma estabilização das leituras da deformação axial do provete.
- Existe uma tendência, mais significativa nos xistos do que nos grauvaques, para os valores da expansibilidade serem maiores nas amostras com valores mais elevados de adsorção do azul de metileno, o que se torna mais evidente se não forem consideradas algumas amostras onde se verifica uma menor correlação entre os valores obtidos nos dois ensaios, devido provavelmente, à heterogeneidade das amostras (Figura 5.15).

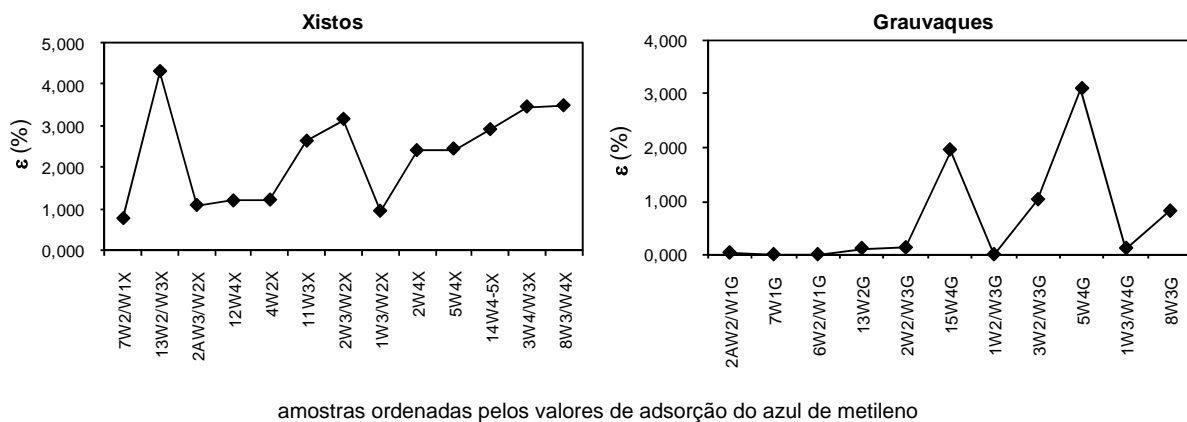


Fig. 5.15 – Relação entre a expansibilidade e adsorção de azul de metileno nas amostras de xisto e grauvaque.

f 2) Expansibilidade *versus* anisotropia

Os ensaios de expansibilidade foram realizados em provetes extraídos da amostragem seleccionada de algumas sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, de forma a ser possível ensaiar os materiais rochosos são a pouco alterados do FBA, referidos na secção 4.3.2, para três orientações distintas da xistosidade (0° , 45° e 90°), relativamente ao eixo axial dos provetes, tiveram como objectivo avaliar a anisotropia destes materiais nesta propriedade física.

A expansibilidade axial (ϵ_a), varia entre 0 e 0,526% nos grauvaques e entre 0 e 0,729% nos xistos (Quadro 4.13 e Figura 5.16). A expansibilidade radial (ϵ_r), determinada em alguns provetes de xistos, varia entre 0,010 e 0,114% (Quadro 4.13 e Figura 5.17).

Os resultados dos ensaios salientam que tanto nos xistos como nos grauvaques, se verifica anisotropia na expansibilidade.

Da análise dos resultados obtidos neste programa de ensaios de expansibilidade, verifica-se ainda que para amostras com a mesma orientação da xistosidade relativamente ao eixo do provete, os valores da expansão, quer axial, quer radial, são em regra, tanto maiores quanto maior é a predominância da fácies xistosa do material (Quadro 4.13).

Os resultados obtidos mostram a tendência para a ocorrência de maior expansibilidade nos casos em que a foliação se orienta perpendicularmente ao eixo do provete ($G90^\circ$, $G(X)90^\circ$, $X/G90^\circ$ e $X(G)90^\circ$), que nas situações em que a xistosidade é paralela ao eixo do provete ($G0^\circ$, $G(X)0^\circ$, $X/G0^\circ$ e $X(G)0^\circ$). As amostras com orientação da foliação a 45° da direcção axial do provete ($G45^\circ$, $G(X)45^\circ$, $X/G45^\circ$ e $X(G)45^\circ$), apresentam, em regra, valores intermédios para a expansibilidade axial.

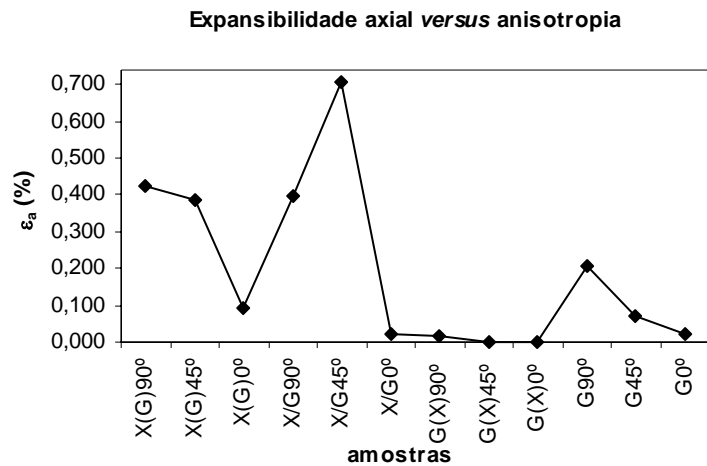


Fig. 5.16 – Relação entre a expansibilidade axial e a orientação da foliação nas amostras estudadas.

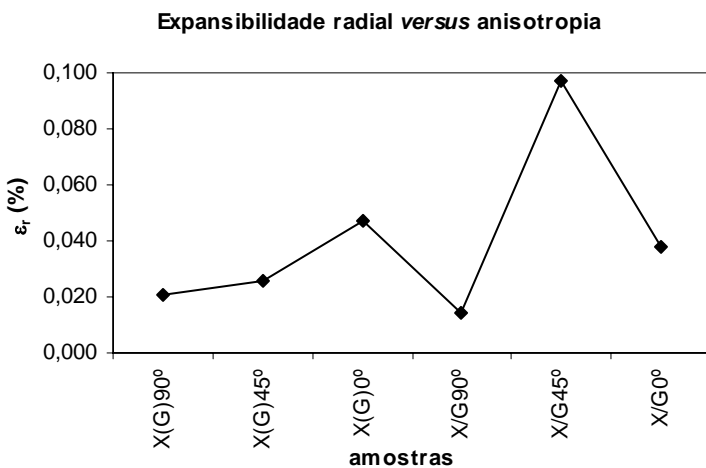


Fig. 5.17 – Relação entre a expansibilidade radial e a orientação da foliação nas amostras estudadas.

provetes a deformação radial por expansão (ϵ_r), de acordo com o procedimento constante na secção 4.4.2.6.

Para cada uma das orientações da xistosidade calculou-se o valor médio da expansibilidade radial (ϵ_r média), constatando-se que, como seria de prever, os valores desta propriedade são em

No entanto, no caso dos provetes da amostra $X/G45^\circ$, registam-se valores bastante elevados para a expansibilidade axial (valor médio (ϵ_a médio) de 0,706%), os quais podem ser devidos à ocorrência em todos os provetes de uma fissura semiaberta intersectando a face inferior do provete e com orientação aproximadamente paralela à xistosidade.

Conforme se pode verificar no Quadro 4.13, nas amostras X/G e $X(G)$, para as três orientações da xistosidade referidas anteriormente, foi determinada em todos os

regra, maiores nas amostras com xistosidade orientada paralelamente à direcção axial do provete (X/G0° e X(G)0°). Nas amostras com foliação orientada perpendicularmente à direcção axial do provete (X/G90° e X(G)90°), a expansibilidade radial é, em regra, menor.

As amostras com orientação da xistosidade a 45° da direcção axial do provete, (X/G45° e X(G)45°) apresentam em regra valores intermédios para a expansibilidade radial, como no caso de X(G)45°. No entanto, para a amostra X/G45°, regista-se novamente um valor excepcionalmente elevado (0,097%), que é devido à ocorrência da fissura semiaberta paralela à foliação, referida anteriormente, cuja orientação a aproximadamente 45° em relação à orientação axial do provete, pode explicar a sua influência tanto na expansibilidade axial, como na expansibilidade radial, do material rochoso.

Resultados coligidos

Os dados coligidos, sobre propriedades físicas e durabilidade dos materiais rochosos do FBA, pertencem a três estudos geológicos-geotécnicos: A2-A/M – Auto-Estrada do Sul – sublanço Almodôvar / S. Bartolomeu de Messines (BRISA, 1999a); A2-CV/A - Auto-Estrada do Sul – sublanço Castro Verde / Almodôvar (BRISA, 1999b); TOB – Ensaio laboratoriais para o túnel Odeleite/Beliche, Nota técnica, LNEC (DGRAH, 1986).

Quadro 5.3 – Dados coligidos sobre propriedades físicas dos materiais rochosos do Flysch do Baixo Alentejo.

Estudo/ Local	Litologia	Formação geológica	γ_d (Kg/m ³)	n_a (%)	ϵ (%)	Desgaste em meio aquoso	
						400 rot (%)	1400 rot (%)
	Grauvaque	H _{Mi}	2690 (W ₂ /W ₃)	1,6 (W ₂ /W ₃)	0,9 – 1,3 (W ₂ /W ₃)	96,6 – 98,1	97,2 – 94,6
A2-AM	Xisto grauvacóide	H _{Mi}	2560 - 2640 (W ₁₋₂ /W ₂)	0,9 – 2,4 (W ₁₋₂ /W ₂)	0,0 – 0,4 (W ₁₋₂)	97,5 – 96,6	93,5 – 91,7
	Xisto	H _{Mi}	2380 - 2680 (W ₁₋₂ /W ₂) (n _{total} =8)	1,5 – 5,9 (W ₁₋₂ /W ₂) (n _{total} =8)	3,8 – 5,3 (W ₂) (n _{total} =8)	97,8 – 93,8 (n _{total} =7)	94,1 – 85,9 (n _{total} =7)
	Grauvaque	H _{Mt} / H _{Mi}	2710 (n=1)			91 – 98 (W ₄ /W ₃) (n=6)	
A2- -CV/A	Xistos e grauvaques intercalados	H _{Mt} / H _{Mi}	2420 – 2690 (n=12)			79 a 91 – 98 (W ₄ /W ₅) (W ₄ /W ₃) (n=13)	
	Grauvaque	H _{Mt}				99,0 – 99,5 (W ₃) (W ₁₋₂) (n=9)	97,1 – 98,5 (W ₃) (W ₁₋₂) (n=9)
TOB	Grauvaques c/ intercal. de xistos	H _{Mt}				98,5 – 99,7 (W ₁₋₂) (n=5)	96,1 – 97,8 (W ₁₋₂) (n=5)
	Xistos e grauvaques intercalados	H _{Mi}				98,0 – 99,2 (W ₁₋₂) (n=4)	96,1 – 98,9 (W ₁₋₂) (n=4)
H _{Mt} - Formação de Mértola		H _{Mi} – Formação de Mira		n – número de ensaios		rot – número de rotações	

Da consulta da referida bibliografia, compilaram-se alguns resultados laboratoriais com interesse que se apresentam de modo resumido no Quadro 5.3. Embora em pequeno número, a sua análise permite obter conclusões semelhantes às referidas para os materiais estudados, ou seja, os grauvaques apresentam maior compacidade e durabilidade do que os xistos, e menor expansibilidade do que os xistos, evidenciando, as diferenças mineralógicas e texturais entre estes dois litótipos.

5.4 - Alteração e alterabilidade dos materiais rochosos do Flysch do Baixo Alentejo

O estado de alteração e a alterabilidade das rochas e maciços rochosos são aspectos de primordial importância em obras de engenharia nomeadamente na selecção dos materiais geológicos a usar como material de construção (enrocamentos, agregados, manchas de empréstimo, etc.), na escolha dos locais de implantação das obras e definição do saneamento necessário das respectivas fundações e na análise da estabilidade de taludes, etc., pois é conhecida a relação que existe entre o estado de alteração das rochas e as suas características físicas, mecânicas e hidráulicas.

Os processos de meteorização transformam as rochas em solos, englobando processos de alteração física que consistem na fracturação e desagregação mecânica da rocha sem modificações de natureza química, e processos de alteração química originados pela presença da água, os quais envolvem uma grande quantidade de reacções químicas tais como a carbonatação, oxidação, dissolução, hidratação e hidrólise. Destas, a dissolução e a hidrólise têm uma grande importância em Geologia de Engenharia (Johnson & Degraff, 1988).

Os mecanismos e a natureza dos produtos de alteração são bastante influenciados pelo clima, pela litologia, pelo relevo e pelo coberto vegetal. Assim, um determinado tipo de rocha alterada, principalmente, por meteorização química num clima tropical, pode ter características completamente diferentes da alteração proporcionada sob condições de clima temperado (Duarte, 2002).

Da mesma forma, rochas diferentes podem ter uma resposta distinta às mesmas condições climáticas. Merecem referência os trabalhos de Carrol (1970), Ollier (1984), Yatsu (1988), Selby (1993), Price (1995) e Duarte (2002), onde os processos de meteorização são descritos em pormenor.

As consequências da meteorização dependem da mineralogia, da textura da rocha mãe, assim como, dos processos de meteorização envolvidos. Este assunto, tem sido abordado por vários autores, segundo perspectivas diferentes, havendo alguns autores que dão relevância a uma região, com um determinado tipo de clima (Fookes, 1978), enquanto que outros autores concentram o seu estudo numa litologia particular, *e.g.* em gnaisses (Dobereiner & Porto, 1993), em rochas silto-argilosas (Taylor & Spears, 1970; Taylor & Cripps, 1987; Hawkins & Pinches, 1992), em calcários e crés (Wakeling, 1970; Fookes & Hawkins, 1988), em arenitos (De Freitas, 1993), e em granitos (Irfan & Dearman, 1978b; Onodera *et al.*, 1974; Brenner *et al.*, 1978). Os problemas geotécnicos que surgem nas obras de engenharia implantadas em locais onde ocorrem rochas alteradas, são revistos por Hencher & McNicholl (1995).

Do ponto de vista geotécnico, o papel da meteorização no comportamento das rochas e dos maciços rochosos do FBA em obras de engenharia é muito importante. Os materiais das

formações do FBA, do Carbónico Marinho, tiveram origem na deposição de grandes massas de sedimentos transportados a grande velocidade, ao longo de grandes distâncias por correntes turbidíticas tendo, por isso, a designação de turbiditos. Estas formações são constituídas por sequências de rochas metasedimentares, variando entre metagrauvaques de grão médio a fino, comportamento frágil e resistência elevada, especialmente, quando estão no estado são, e um complexo de rochas pelíticas de grão fino, comportamento dúctil e de baixa resistência, compostos por xistos argilosos e filitos (zona da clorite), de cor variada, por vezes com pigmentação negra, devido à presença de carbono sob a forma de grafite e/ou matéria orgânica. Por vezes, ocorrem nesta sequência turbidítica intercalações de conglomerados.

Os maciços rochosos destas formações turbidíticas são muito heterogéneos e anisotrópicos sendo caracterizados por:

- i) uma grande complexidade estrutural com bastantes dobramentos e zonas de cisalhamento (Fig. 5.18a);
- ii) sequências constituídas por uma alternância de xistos e grauvaques, por vezes finamente estratificadas, com propriedades geomecânicas distintas, no que se refere à resistência e deformabilidade; a sua influência no comportamento geotécnico do maciço rochoso depende, principalmente, da dimensão da obra de engenharia nele implantada (Fig. 5.18b);
- iii) apresentarem, por vezes, aspecto muito perturbado com fragmentos de rocha resistente e de quartzo, estirados no seio de um material rochoso muito esmagado, argilificado e com comportamento de um solo, como se ilustra na Fig. 5.18c; (Ojima & Rodrigues, 1983);
- iv) limites irregulares, por vezes com desníveis de vários metros entre o substrato rochoso são a pouco alterado e a zona alterada do maciço constituída por rochas brandas e mesmo por solos;

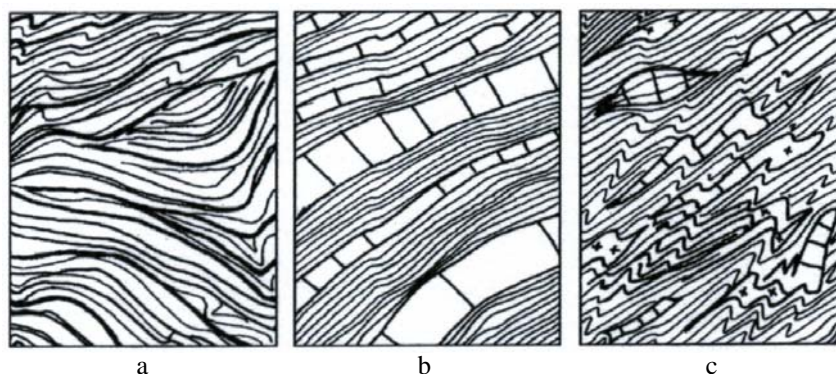


Fig.5.18 – Características dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo.
a) complexidade estrutural devida à intensa foliação, dobramento e cisalhamento do material;
b) maciço rochoso constituído por intercalações de rochas com comportamento geomecânico diferente;
c) fragmentos de rocha resistente e/ou quartzo estirados no seio de material muito esmagado, argilificado, com comportamento de um solo (extraído de Hoek *et al.*, 1998).

- v) ocorrerem zonas argilificadas espessas associadas a zonas bastante fracturadas;
- vi) tanto as rochas como os maciços rochosos serem anisotrópicos em termos das suas características físicas e mecânicas.

Certos autores consideram que quando as formações do FBA são constituídas, essencialmente, por xistos, e existem no maciço zonas muito tectonizadas e perturbadas, é viável classificar o maciço em duas situações distintas: i) maciço rochoso muito perturbado tectonicamente e muito alterado; ii) maciço rochoso pouco perturbado tectonicamente e pouco alterado. Justificam a sua posição, pelo facto de a rocha sã a pouco alterada ocorrer, normalmente, fora dessas zonas de perturbação do maciço, e a rocha muito alterada a decomposta ocorrer, com frequência, nas zonas perturbadas do maciço (Ojima, 1981a; Ojima, 1981b; Ojima & Rodrigues, 1983).

A complexidade estrutural dos maciços rochosos do FBA, tem uma grande influência na meteorização destes maciços. De facto, são frequentes certas estruturas como dobras, falhas, diaclases e foliações, que ao controlarem a circulação de água através do maciço rochoso, causam uma alteração heterogénea deste, impondo limites bastantes irregulares entre zonas com estado de alteração distintos, como se pode observar na Figura 5.19.



Fig. 5.19 – Pormenor do perfil de alteração de um maciço rochoso do FBA, evidenciando a influência da estrutura na meteorização destes maciços.

Deere & Patton (1971), propõem um perfil esquemático típico de maciços metamórficos, que tem aplicabilidade nos maciços rochosos das formações em estudo (Figura 5.20).

A heterogeneidade e a estrutura dos maciços rochosos do FBA têm, em regra, uma influência decisiva na orientação das roturas observadas na maioria das escavações.

Relativamente aos produtos de alteração e à forma como as rochas estudadas se alteram, verifica-se que os xistos se alteram de forma mais fácil e mais rápida do que os grauvaques. Este facto é particularmente importante quando a rocha é exposta aos agentes meteóricos em certas obras de engenharia como no caso de taludes de escavação e túneis. Esta exposição leva a uma rápida deterioração da rocha, por processos de esfoliação e de oxidação da matéria orgânica, dando origem a materiais rochosos de granulometria fina.

Deste modo, as rochas pelíticas em estudo neste trabalho, devido à sua maior susceptibilidade à alteração, são as que originam os problemas geotécnicos mais complicados.

Pela sua natureza, podem ser incluídas no âmbito das rochas silto-argilosas, que constituem certamente, um dos tipos de materiais rochosos mais estudados em Geotecnia.

As rochas silto-argilosas (argilitos, xistos argilosos, silitos, pelitos, etc.), são constituídas por partículas finas (silte e argila), com textura geralmente foliada. Podem apresentar minerais

argilosos que variam de volume com o teor em água. A expansibilidade devida à absorção de água, é um problema comum em climas áridos quando a rocha entra em contacto com a água (Erol & Dhowian, 1990). O efeito de ciclos sucessivos de secagem e molhagem na alteração de rochas pelíticas foi estudado por Lempp (1981). Wetsel & Einsele (1991), descrevem uma sequência de molhagem e secagem nestes materiais que conduz a um mecanismo de desintegração por retracção e expansão que designam por “pelitoclastesis”.

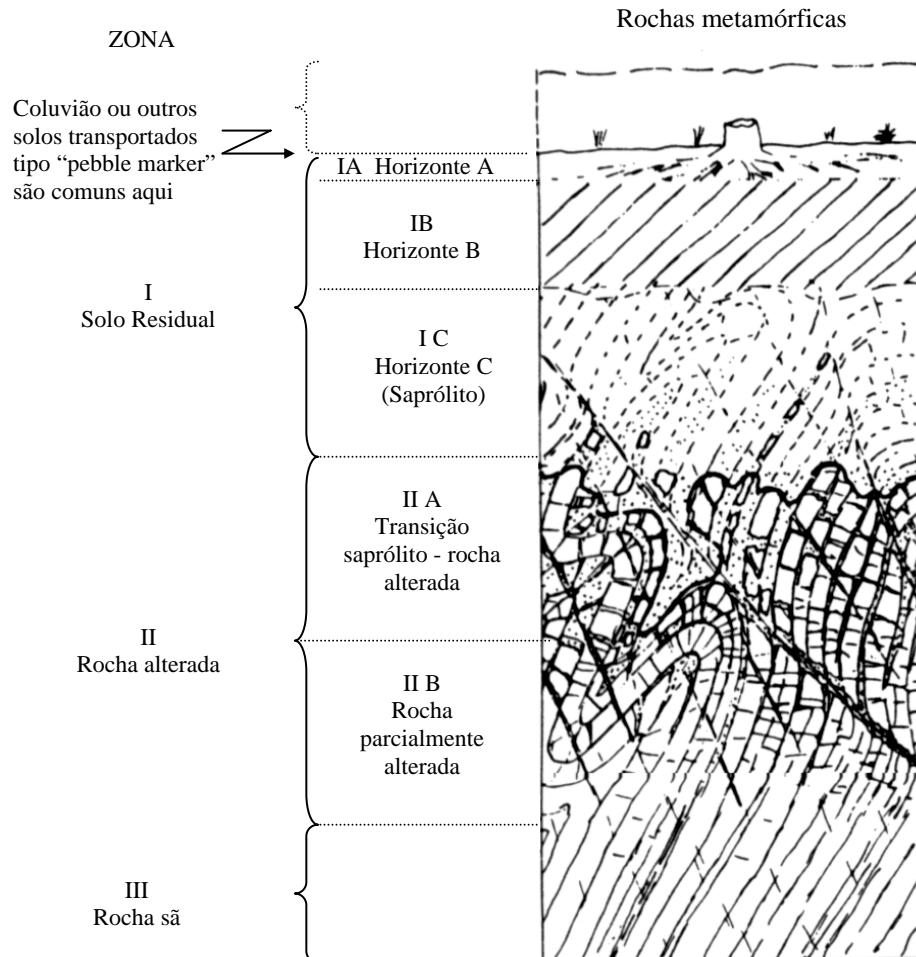


Fig. 5.20 – Perfil de alteração típico de rochas metamórficas (adaptado de Deere & Miller, 1971).

Nas formações do FBA, a meteorização das rochas, sobretudo dos filitos, leva à formação de minerais argilosos tais como a ilite, montmorilonite e clorite expansiva. Esta alteração é mais intensa junto à superfície, podendo atingir os 30 metros de profundidade (Neiva *et al.*, 1983).

Muitas rochas silto-argilosas contém minerais susceptíveis à meteorização. A pirite, por exemplo, não é um mineral raro nestas rochas, o qual, quando exposto aos agentes meteóricos, como no caso de um aterro (Pye & Miller, 1990), pode oxidar, conduzindo à formação de águas ácidas, as quais reagem com os outros minerais presentes (Steward & Cripps, 1983).

Nas formações turbidíticas em estudo verifica-se a presença de pirite, a qual, em regra, é responsável pela formação de alguns produtos de alteração das rochas. A pirite é transformada

com libertação de ácido sulfúrico, o qual é transportado pela água produzindo sulfatos hidratados, principalmente das séries da jarosite-natrojarosite e da alunite-natroalunite (Ojima & Rodrigues, 1983; Neiva *et al.*, 1983).

5.4.1 - Descrição e classificação das rochas e maciços rochosos quanto ao estado de alteração

Para uma adequada descrição geotécnica das rochas e maciços rochosos é fundamental que seja considerada toda a informação geológica relacionada com material rochoso (tipo litológico, minerais relevantes, granulometria, textura, estado de alteração, etc.), estruturas e características geométricas e físicas das descontinuidades, e resistência do material rochoso. De todos estes aspectos será dada uma especial atenção à problemática da descrição e classificação do estado de alteração.

A descrição e a classificação dos estados de alteração das rochas e dos maciços rochosos para fins de Engenharia tem sido um tema em discussão desde o momento em que foram propostas as primeiras recomendações sobre os procedimentos mais adequados a utilizar na prática.

Nesta matéria, merecem destaque as importantes contribuições dadas pelos Grupos de Trabalho do Grupo de Engenharia da Sociedade Geológica de Londres (“*Geological Society Engineering Group*”) na década de 70 (Anon, 1970, 1972, 1977).

Devido à falta de consenso e à existência de uma apreciável confusão sobre este assunto, a Instituição referida, formou um Grupo de Trabalho em 1989 para analisar a forma como o estado de alteração era descrito e classificado na prática.

O trabalho então desenvolvido por esta Comissão teve a colaboração, a nível internacional, de diversos especialistas, e dele resultou, após uma ampla discussão, um relatório final incluindo uma série de recomendações (Anon, 1995).

Os efeitos da meteorização devem ser considerados na avaliação do comportamento geotécnico das rochas e dos maciços rochosos. De facto, mesmo em climas temperados, onde a intensidade dos processos de meteorização é menor, não é comum encontrar rocha sã junto à superfície, podendo os efeitos de meteorização serem bastante significativos. No reconhecimento e caracterização geotécnica dos terrenos para fins de Engenharia, a variabilidade das propriedades geotécnicas dos materiais geológicos, devida à meteorização, é um aspecto que se reveste da maior importância como já foi referido. É por isso fundamental que o estado de alteração seja descrito e classificado de forma objectiva e consistente.

O estado de alteração define-se como sendo o conjunto de propriedades químicas, mineralógicas, físicas e mecânicas que caracterizam a rocha num determinado momento da sua evolução.

É pouco frequente que os processos de meteorização sejam suficientemente uniformes para produzirem modificações graduais e previsíveis nas propriedades geotécnicas ao longo do perfil de alteração num maciço rochoso. Assim, os perfis são, em regra, heterogéneos, pois são constituídos por materiais com distintos estados de decomposição e desintegração.

Esta complexidade depende de vários factores como a litologia, o diaclasamento, a topografia, o clima e as flutuações do nível freático. Como resultado, o estado de alteração das rochas,

raramente, é caracterizado de forma conveniente, sendo esta uma das principais razões porque os aspectos relativos à meteorização, necessitam de uma atenção especial, na descrição dos materiais geológicos.

Assim, cada um dos estados de alteração definidos deve poder ser reconhecido “in situ” e, portanto, cada estado ou classe representa um tipo de material com características particulares que pode ser identificado e cartografado. Cada uma das classes deve ser descrita detalhadamente e com uma simbologia normalizada.

O estado ou classe de alteração, é um descritor útil e abreviado que engloba várias características geotécnicas e que pode ser quantificado se for necessário (Dearman, 1974, 1976, 1986)

A necessidade de descrever os perfis de alteração de forma objectiva e precisa, assim como, de classificar os materiais rochosos quanto ao estado de alteração, devido ao efeito que a meteorização tem no comportamento geotécnico destes materiais em obras de engenharia, esteve na origem das propostas de uma grande quantidade de classificações, nos últimos 50 anos.

O Quadro 5.4, contém uma síntese dos aspectos principais de alguns sistemas de classificação, propostos por alguns credenciados Organismos Internacionais tendo em vista a normalização de procedimentos acerca da descrição do estado de alteração. Apesar de existir uma certa uniformidade entre alguns desses sistemas tais como os “*British Standard 5930*” (British Standard 5930, 1981), ISRM (ISRM, 1981) e IAEG (IAEG, 1981), verifica-se em regra, diversidade de opinião sobre o método ideal para tratar este assunto. Vários autores encaram estes sistemas muito simplistas e desajustados, recomendando a necessidade da sua revisão (Cragg & Ingman, 1995).

No entanto, verifica-se que existe algum acordo relativamente ao facto de a rocha poder ser classificada em cinco classes, desde o estado são ao estado completamente alterado.

A influência da litologia na alteração do material deve ser considerada e entendida. Verifica-se que o granito, de uma forma implícita ou explícita, está na base da maioria dos sistemas de classificação de perfis de alteração.

As consequências da alteração podem ser tão distintas para os vários tipos de rochas, que uma classificação à escala do material rocha, para todos os materiais rochosos não parece viável.

Por exemplo, um calcário permanece, invariavelmente, na classe do material são, pois o produto de alteração é, em regra, eliminado por dissolução. As rochas ricas em minerais pouco susceptíveis à alteração, como é o caso do quartzito, pertencem à classe são ou pouco alterada. As rochas silto-argilosas, por exemplo, apresentam produtos de alteração, cuja classificação, depende da quantidade e tipo de cimento presente ou da quantidade da matriz lixiviada ou alterada.

É essencial reconhecer que existe a necessidade da classificação do estado de alteração para duas dimensões diferentes: i) pequena dimensão (material rocha); ii) grande dimensão (maciço rochoso).

À dimensão do material rocha, a alteração dos minerais, a quebra da ligação entre grãos e o crescimento das microfracturas, são importantes e indicativos do estado de alteração em amostras de mão ou em tarolos de sondagem. Esta é a dimensão sobre a qual são feitas as descrições mais detalhadas e, a maior parte dos ensaios, devendo a descrição da alteração, ser feita em termos de classes de material com alteração uniforme e com limites precisos e definidos.

Vários autores, tais como Moye (1955), Melton (1965), Little (1969), Newbery (1970), Wakeling (1970), “*Geotechnical Control Office*” (Anon, 1979), Hencher & Martin (1982) e Krank & Watters (1983), estudaram este tema e criaram sistemas, particularmente vocacionados para a classificação da alteração à escala do material rocha.

Para uma dimensão maior, envolvendo maiores volumes, existe a necessidade de agrupar misturas de classes de diferentes materiais em zonas que, para fins geotécnicos, podem ser consideradas distintas.

As classificações por zona de alteração, incorporam mais características do maciço que as classes de alteração, embora este facto não possa ser considerado como uma distinção entre as duas escalas de classificação (Knill, 1982).

Em resumo, uma classificação do material por classes de alteração é necessária e, em regra, só é aplicável a pequenos volumes de material. Pelo contrário, uma classificação por zonas de alteração não é aplicável a pequenas amostras tais como os tarolos das sondagens de furação, mas é útil para agrupar grandes volumes de maciço rochoso alterado com características, aproximadamente, similares.

Desta forma, os sistemas de classificação dos maciços rochosos, por zonas de alteração, são mais adequados na descrição do estado de alteração, para apoio a obras de engenharia ou à cartografia geotécnica. Este é o principal motivo porque muitos autores preferiram tratar o problema da descrição da alteração a esta escala, como por exemplo Vargas (1953), Ruxton & Berry (1957), Knill & Jones (1965), Ward *et al.* (1968), Chandler (1969), Barata (1969), Saunders & Fookes (1970), Fookes & Horswill (1970), Neilson (1970), Deere & Patton (1971), Lovegrove & Fookes (1972), Sancio & Brown (1980) e Krank & Watters (1983).

A maior parte destas classificações foi criada para tipos litológicos específicos, mas existem alguns sistemas de classificação propostos nos últimos trinta anos, por Organismos Internacionais que têm uma aplicação mais generalista (Quadro 5.4).

Verifica-se ainda que algumas classificações em uso permitem descrever a alteração, tanto à escala do material rocha, como à escala do maciço rochoso, sendo no caso de certas litologias como, por exemplo, nas rochas silto-argilosas, uma abordagem apropriada para a descrição do estado de alteração.

No entanto, os sistemas de classificação mais utilizados na prática são direccionados especificamente, para a descrição do estado de alteração ou, à escala do material rocha ou, à escala do maciço rochoso.

Quadro 5.4 – Comparação entre vários sistemas de classificação do estado de alteração das rochas e maciços rochosos (adaptado de Martin & Hencher, 1986).

Referência	Grupo Geotécnico	Escala da Classificação	Número de Classes	Nome da Classe Unitária	Terminologia da Descrição de Alteração	Símbolos Descritivos	Comentários
Anon, 1970 (<i>Geol. Soc.</i>)	Rochas	Maciço	7	Estado	F, Fa, S, M, H, C, R	IA, IB, II, III, IV, V, VI	Descrição do maciço não apropriado para tarolos de rocha. Não existe descrição do material
Anon, 1972 (<i>Geol. Soc.</i>)	Rochas	Maciço	6	Classe	F, S, M, H, C, R	WI, WII, WIII, WIV, WV, WVI	Número diferente de classes confuso. Não existe descrição do material
	Solos	Maciço	5	Classe	F, S, M, H, C	WI, WII, WIII, WIV, WV	
Anon, 1977 (<i>Geol. Soc.</i>)	Rochas	Material	7	Classe	F, Fa, S, M, H, C, R	IA, IB, II, III, IV, V, VI	Designações para a descrição da alteração do material não definidos de forma explícita
	Rochas	Maciço					
IAEG, 1979	Rochas	Material	4	Estado	D, CH, M, A	D, CH, M, A	Sem descrição do maciço
		Material	5	Classe	S, M, H, C, R	1, 2, 3, 4,5	
IAEG, 1981	Rochas	Material	3	Estado	D, CH, M	Não aplicável	Número diferente de classes para a descrição do maciço confuso.
	Rochas	Material	5	Grau	F, S, M, H, E	Não aplicável	
	Rochas	Maciço	6	Classe	F, S, M, H, E, R	I, II, III, IV, V, VI	
	Solos	Material	3	Estado	D, CH, M	Não aplicável	
	Solos	Material	5	Grau	F, S, M, H, E	Não aplicável	
	Solos	Maciço	5	Classe	F, S, M, H, E	I, II, III, IV, V	
ISRM, 1978	Rochas	Material	4	Nível/Classe	F, D, CH, M	Não aplicável	Lista incompleta de designações para qualificar o estado de alteração do material rocha
	Rochas	Material	3?	Não aplicável	S, M, H (incompleto ?)	Não aplicável	
	Rochas	Maciço	6	Classe	F, S, M, H, C, R	I, II, III, IV, V, VI	
ISRM, 1981	Rochas	Maciço	5	Grau	F, S, M, H, C	W1, W2, W3, W4, W5	Sem descrição do material
BS5930, 1981	Rochas	Material	4	Classe	F, D, CH, M	Não aplicável	Terminologia confusa. Designações para a descrição das classes não definidas de forma explícita
	Rochas	Material	3?	Não aplicável	S, P, W (incompleto ?)	Não aplicável	
	Rochas	Maciço	6	Classe	F, S, M, H, C, R	I, II, III, IV, V, VI	

Notas : F (“*Fresh*”) – são ; Fa (“*Faintly*”) – muito pouco; S (“*Slightly*”) – pouco; M (“*Moderately*”) – moderadamente; P (“*Partially*”) – parcialmente; H (“*Highly*”) – muito; C (“*Completely*”) – completamente; W (“*Wholly*”) – totalmente; E (“*Extremelly*”) – extremamente; R (“*Residual Soil*”) – solo residual; D (“*Discolouration*”) – descoloração; CH (“*Chemical Decomposition*”) – decomposição química; M (“*Mechanical Disintegration*”) – desintegração mecânica; A (“*Alteration*”) – alteração

Martin & Hencher (1986) propõe algumas recomendações para a classificação da alteração, quer à escala do material rocha, quer à escala do maciço rochoso, as quais foram adoptadas no trabalho publicado pela “*Geological Society*” (Anon, 1995), e que se apresentam em seguida.

À escala do material rocha:

- i) as descrições da classe devem ser atribuídas a materiais que sejam considerados uniformes para fins geotécnicos;
- ii) os limites das classes devem ser estabelecidos, sempre que possível, de acordo com a sua pertinência geotécnica;
- iii) os ensaios índice devem ser usados, sempre que possível, para definir limites entre classes e para aumentar a objectividade;
- iv) deve ser usada para cada classe uma nomenclatura e numeração consistentes;
- v) deve ser feita uma divisão em seis classes de acordo com a prática e a experiência anterior;
- vi) uma única classificação deve ser usada, sempre que possível, para abarcar todos os tipos (decomposição, desintegração) e classes de alteração do material.

Não se pode esperar que um sistema de classificação específico possa ser aplicado a todos os tipos de rocha, mas a adopção das recomendações anteriormente referidas deve assegurar que novos sistemas possam ser estabelecidos de forma consistente e objectiva.

À escala do maciço rochoso:

- i) as zonas devem ser reconhecíveis em perfis naturais;
- ii) a gama completa de condições esperadas deve ser explicada na classificação, a qual deve, no entanto, permitir um determinado grau de flexibilidade;
- iii) as fronteiras devem ser definidas de forma a que separem zonas com propriedades geotécnicas significativamente diferentes.

Estes princípios devem ser aplicados, para que um sistema de classificação seja útil, na prática, em obras de engenharia, em vez de ter, simplesmente, interesse descritivo.




Além disto, para que um sistema normalizado seja aceitável, ele deve ser aplicável a uma grande gama de tipos de rocha em condições climatéricas diferentes.

Sobre este assunto da descrição e classificação de rochas e maciços rochosos, com base em perfis de alteração, merecem destaque as contribuições de Deere & Patton (1971), Martin & Hencher (1986), Dearman (1986) e, recentemente, as da “*Geological Society*” (Anon, 1995), Dearman (1995) e Cragg & Ingman (1995).

Num destes trabalhos mais recentes (Anon, 1995), além de uma síntese histórica das classificações baseadas no perfil de alteração, são feitas algumas recomendações acerca das

classificações para situações particulares. Salienta-se uma dessas recomendações que consiste num sistema de classificação do estado de alteração baseado na proposta de Martin & Hencher (1986), o qual parece ser adequado para a classificação de perfis de alteração em maciços com grande complexidade estrutural e heterogeneidade, como é o caso dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo (Quadro 5.5).

Quadro 5.5 – Proposta da Sociedade Geológica de Londres, para a classificação do perfil de alteração de maciços rochosos heterogéneos (adaptado de Anon, 1995).

Zona	Percentagem das classes do material	Características tipo
	1 100 % classes do material I-III (nem tudo é necessariamente rocha sã)	Comporta-se como rocha, aplicação dos princípios da mecânica de rochas para avaliação das propriedades geotécnicas do maciço
	2 >90% classes do material I-III <10% classes do material IV-VI	Materiais brandos ao longo das descontinuidades. Resistência ao corte, rigidez e permeabilidade afectadas
	3 50 a 90% classes do material I-III 10 a 50% classes do material IV-VI	Estrutura do material rocha ainda fechada controlando resistência e rigidez, matriz controla a permeabilidade
	4 30 a 50% classes do material I-III 50 a 70% classes do material IV-VI	Estrutura do material rocha contribui para a resistência; matriz ou produtos de alteração nas descontinuidades controlam a rigidez e permeabilidade
	5 <30% classes do material I-III 70 a 100% classes do material IV-VI	Classes do material brando controlam o comportamento. Materiais rochosos rijos podem ser significativos para o reconhecimento e construção
	6 100% classes do material IV-VI (nem tudo é necessariamente solo residual)	Pode comportar-se como um solo embora as estruturas relíquia possam ser significativas
	Material muito resistente não podendo ser quebrado pela mão (classes de alteração I a III)	
	Material suficientemente brando para poder ser quebrado pela mão (classes de alteração IV a VI)	

Este sistema de classificação consiste num zonamento dos maciços rochosos que desenvolvem perfis de alteração heterogéneos, e que são caracterizados por uma mistura de materiais com estados de alteração distintos.

A sequência estratigráfica constituída por intercalações de litótipos, com susceptibilidade à alteração distinta, das formações turbidíticas em estudo, origina perfis de alteração bastante heterogéneos, onde se podem definir zonas com características geotécnicas distintas.

5.4.2 - Descrição por exame visual das amostras estudadas quanto ao estado de alteração

A descrição de um material rochoso apresenta sempre alguma subjectividade. De forma a minimizar este comportamento subjectivo deve ser feita sempre uma descrição sistemática e cuidadosa usando uma terminologia padronizada em qualquer situação, seja no caso de um afloramento, ou no caso de uma superfície exposta por uma escavação, ou ainda no caso da amostragem de uma sondagem de furação.

No entanto, verifica-se que mesmo no caso em que é utilizada uma terminologia padronizada e não ambígua, dois geotécnicos qualificados e com idêntica experiência, não descrevem uma amostra de rocha de forma igual, ocorrendo divergência de opinião sobre as características do material rochoso de avaliação mais difícil.

Sobre os aspectos relativos à descrição das principais características dos materiais rochosos por exame visual, tais como a resistência ou estado de alteração, salientam-se entre outras as publicações de Hawkins (1986), Norbury *et al.* (1986), Rodrigues-Carvalho (1986) e mais recentemente Cragg & Ingman (1995) e Anon (1995).

Rodrigues-Carvalho (1986), faz uma análise comparativa entre as estimativas da resistência de uma rocha calcária, efectuadas em fases distintas de um estudo geotécnico e os valores da resistência determinados em ensaios mecânicos realizados no mesmo material, verificando que a eficácia da avaliação da resistência, por exame visual, depende da qualificação e experiência do avaliador sendo, portanto, muito subjectiva. No mesmo trabalho, conclui-se ainda que o método é pouco fiável, principalmente, no caso de rochas de baixa resistência, uma vez que para estas é necessário uma maior precisão na avaliação da resistência.

Ultimamente tem-se generalizado a aplicação do sistema de classificação proposto Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM). Este sistema designado por BGD (“*Basic Geotechnical Description of Rock Masses*”), que integra outras características dos maciços rochosos e do material rocha, é um método de descrição geotécnica generalista que pode servir de base a descrições e/ou classificações específicas para certos tipos de rochas ou obras geotécnicas.

De acordo com a BGD, a descrição e classificação, quanto ao estado de alteração do maciço rochoso, é efectuada considerando cinco graus de alteração com uma terminologia definida (são, pouco alterado, medianamente alterado, muito alterado e completamente alterado ou decomposto), aos quais correspondem, respectivamente, os símbolos descritivos (W_1 , W_2 , W_3 , W_4 e W_5), conforme se pode observar no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Classificação quanto ao estado de alteração, segundo a BGD (ISRM, 1981).

Designação	Descrição	Símbolo
São	Sem sinais de alteração do material rochoso, por vezes ocorre uma descoloração leve nas superfícies das principais descontinuidades	W_1
Pouco alterado	Descoloração indicando alteração do material rochoso e nas superfícies das descontinuidades. O material rochoso pode-se apresentar todo descolorado e com menor resistência que no estado são.	W_2
Medianamente alterado	Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desintegrado em solo. A rocha são ou descolorada ocorre também, mas de uma forma descontínua, constituindo núcleos de rocha de grande resistência, no seio do maciço rochoso menos resistente	W_3
Muito alterado	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desintegrado em solo. A rocha são ou descolorada ocorre também, mas de uma forma descontínua constituindo núcleos de rocha de grande resistência no seio do maciço rochoso menos resistente.	W_4
Completamente alterado	Todo o material rochoso está decomposto e/ou desintegrado em solo. A estrutura original do maciço rochoso continua, na sua maior parte, intacta.	W_5

Embora estas classes de classificação tenham sido estabelecidas para a descrição do estado de alteração do maciço rochoso, nomeadamente, na classificação do seu perfil de alteração, é frequente, na prática, elas serem utilizadas na descrição do estado de alteração das rochas.

A terminologia supracitada para a descrição e classificação do estado de alteração, teve como base, uma proposta anterior da ISRM (ISRM, 1978). Foi escolhida, na presente dissertação, por ser muito utilizada na descrição do estado de alteração dos maciços rochosos em estudos geotécnicos.

É uma prática comum sempre que se justifique e, principalmente, quando os materiais rochosos são muito heterogéneos, a redução dos cinco graus de alteração recomendados a três, dando origem à adopção de uma versão simplificada da proposta original (ISRM, 1981), como mostra o Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Classificação quanto ao estado de alteração adoptando uma versão simplificada da BGD proposta pela ISRM (ISRM, 1981).

Designação	Descrição	Símbolo
São a pouco alterado	Sem qualquer sinal de alteração, ou sinais de alteração do material rochoso, apenas na proximidade das descontinuidades	W ₁₋₂
Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso, mas a rocha não é friável	W ₃
Muito alterado a decomposto	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente a completamente friável, quase com o comportamento de um solo	W ₄₋₅

Durante a investigação desenvolvida no âmbito do presente trabalho, verificou-se que a avaliação, por exame visual, do estado de alteração de algumas das amostras descritas em 4.3.1, nem sempre foi confirmada pelos valores obtidos nos ensaios físicos dessas amostras. Por exemplo, o aspecto heterogéneo da alteração verificada nas amostras 2AW3/W2X, 3W4G levou a atribuir-lhes estados de alteração mais avançados, daqueles que foram indiciados, mais tarde, pelos valores obtidos para as propriedades físicas das amostras referidas.

Com o objectivo de contribuir para a discussão da problemática da classificação do estado de alteração dos materiais rochosos, desenvolveu-se um estudo que pretendeu avaliar a consistência da classificação visual, efectuada por diferentes pessoas. Deste modo, o estado de alteração das amostras, descritas na secção 4.3.1 (excepto as colhidas nos locais 9 e 10), foi classificado por um grupo de 21 pessoas qualificadas para o efeito e com idêntica experiência profissional (a seguir denominadas avaliadores), de acordo com o sistema de classificação sugerido pela ISRM (ISRM, 1981). Pretendeu-se igualmente, avaliar a subjectividade que pode estar associada à descrição do estado de alteração das rochas por exame visual, e que é devida na maioria dos casos, à grande heterogeneidade dos materiais.

Admitindo que a opinião maioritária do grupo de avaliadores é a que melhor caracteriza o estado de alteração do material, a subjectividade da descrição, por exame visual, foi analisada com base nas diferenças ou erros de avaliação verificados em relação à opinião mais

consensual e, permitiu definir três classes de erro de avaliação, a saber: i) quando uma opinião difere da opinião maioritária somente num grau de alteração, considera-se que o erro de avaliação é pouco significativo; ii) quando uma opinião difere da opinião mais consensual em dois graus de alteração, considera-se que o erro de avaliação é significativo; iii) quando uma opinião difere da opinião mais consensual em três graus de alteração, considera-se que o erro de avaliação é muito significativo.

A análise dos resultados da investigação sobre a classificação do estado de alteração efectuada pelos vinte e um avaliadores, está resumida no Quadro 5.8, para os xistos e no Quadro 5.9, para os grauvaques. Nestes quadros as amostras estão ordenadas de acordo com os resultados obtidos no ensaio para determinação do índice de vazios..

Quadro 5.8 – Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de xisto, de acordo com a BGD (ISRM, 1981).

Amostra	Descrição do estado de alteração (%)					erro de avaliação (%)		
	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅	pc. significativo	significativo	mt. significativo
7W2/W1X	59,5	40,5	-	-	-	40,5	-	-
2AW3/W2X	57,1	38,1	4,8	-	-	38,1	4,8	-
13W2/W3X	7,1	35,7	47,6	9,5	-	45,2	7,1	-
4W2X	52,4	38,1	9,5	-	-	38,1	9,5	-
1W3/W2X	23,8	47,6	28,6	-	-	52,4	-	-
2AW4/W3X	2,4	21,4	57,1	19,0	-	40,4	2,4	-
12W4X	-	4,8	23,8	50,0	21,4	45,2	4,8	-
2W3/W2X	11,9	26,2	47,6	14,3	-	40,5	11,9	-
2W4X	2,4	7,1	14,3	66,7	9,5	23,8	7,1	2,4
3W4/W3X	-	4,8	14,3	66,7	14,3	28,6	4,8	-
11W3X	-	19,0	52,4	28,6	-	47,6	-	-
8W3/W4X	4,8	4,8	52,4	28,6	9,5	33,4	14,3	-
14W4-5X	4,8	9,5	33,3	42,9	9,5	42,8	9,5	4,8
5W4X	-	4,8	9,5	61,9	23,8	33,3	4,8	-

pc. significativo - (pouco significativo), quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em apenas um grau de alteração;

significativo – quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em dois graus de alteração;

mt. significativo - (muito significativo), quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em três graus de alteração.

Considerando o conjunto de todas as amostras estudadas verifica-se que, em regra, apesar de existir consenso entre os diversos avaliadores, por vezes, em número maioritário, verifica-se com frequência, erros de classificação significativos (em 72% das amostras) e erros muito significativos (em 12% das amostras), o que salienta a subjectividade da descrição do estado de alteração por exame visual.

No entanto, verifica-se que a subjectividade inerente à descrição do estado de alteração, depende bastante da litologia e da heterogeneidade das amostras.

Analisando os dois litótipos em separado, verifica-se em relação aos xistos (Quadro 5.8) o seguinte:

- i) em nenhuma das amostras existe uma concordância nítida (superior a 75%), entre os avaliadores, sobre o estado de alteração;

- ii) em 71% das amostras constata-se uma concordância maioritária (mais de 50% das opiniões), quanto ao estado de alteração (amostras 2W4X, 3W4/W3X, 5W4X, 7W2/W1X, 2AW3/W2X, 2AW4/W3X, 4W2X, 11W3X, 8W3/W4X e 12W4X);
- iii) em 29% das amostras verifica-se uma tendência para haver discordância (entre 25% e 50%), entre os avaliadores sobre o estado de alteração (amostras 13W2/W3X, 2W3/W2X, 1W3/W2X e 14W4-5X);
- iv) nas amostras muito alteradas, apesar de se registar, em regra, uma concordância entre a maioria dos avaliadores, existe uma tendência para maior divergência de opinião, indiciada pela ocorrência de erros de avaliação muito significativos (amostras 2W4X e 14W4-5X).

Quadro 5.9 – Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de grauvaque, de acordo com a BGD (ISRM, 1981).

Amostra	Descrição do estado de alteração (%)					erro de avaliação (%)		
	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅	pc. significativo	significativo	mt. significativo
7W1G	71,4	23,8	4,8	-	-	23,8	4,8	-
2AW2/W1G	66,7	33,3	-	-	-	33,7	-	-
3W2/W3G	4,8	57,1	38,1	-	-	42,9	-	-
1W2/W3G	4,8	42,9	42,9	9,5	-	14,3	-	-
2W2/W3G	2,4	21,4	57,1	14,3	4,8	35,7	7,2	-
6W2/W1G	2,4	50,0	33,3	14,3	-	35,7	14,3	-
13W2G	-	28,6	47,6	19,0	4,8	47,6	4,8	-
1W3/W4G	2,4	26,2	42,9	28,6	-	54,8	2,4	-
8W3G	-	4,8	47,6	40,5	7,1	45,3	7,1	-
5W4G	2,4	11,9	33,3	42,9	9,5	42,8	11,9	2,4
15W4G	-	-	-	73,8	26,2	26,2	-	-

pc. significativo - (pouco significativo), quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em apenas um grau de alteração;

significativo – quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em dois graus de alteração;

mt. significativo - (muito significativo), quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em três graus de alteração.

Relativamente aos grauvaques verifica-se, pela análise do Quadro 5.9, que:

- i) tal como se verifica nos xistos não existe para qualquer das amostras, concordância nítida (superior a 75%), entre os vários avaliadores, sobre o estado de alteração;
- ii) em 55% das amostras verifica-se uma concordância maioritária (mais de 50% das opiniões), entre os avaliadores acerca do estado de alteração da amostra, (amostras 7W1G, 15W4G, 2AW2/W1G, 3W2/W3G e 2W2/W3G e 6W2/W1G); este facto é mais evidente nas amostras sãs a pouco alteradas (amostras 7W1G, 2AW2/W1G e 3W2/W3G);
- iii) em 45% das amostras constata-se uma tendência para haver discordância (entre 25% e 50%), entre os avaliadores sobre o estado de alteração (amostras 1W2/W3G, 13W2G, 1W3/W4G, 8W3G e 5W4G);
- iv) nas amostras sãs a pouco alteradas os erros de avaliação são, em regra, pouco significativos (amostras 7W1G, 2AW2/W1G e 3W2/W3G), o mesmo não acontecendo nas amostras medianamente alteradas a muito alteradas, onde os erros

de avaliação são mais significativos (amostras 5W4G, 6W2W1G, 2W2/W3G, 8W3G e 13W2G); verifica-se, no caso da amostra 1W2/W3G, que cerca de 86% dos avaliadores dividem-se na avaliação do estado de alteração (42,9% atribuem-lhe um grau medianamente alterado, W_3 , e uma percentagem igual de pessoas atribuem-lhe um grau pouco alterado, W_2).

O facto de se verificarem erros de avaliação mais significativos nos xistos do que nos grauvaques, aumentando a subjectividade da descrição do estado de alteração por exame visual, está relacionado com a granulometria mais fina dos xistos, dificultando a avaliação por exame macroscópico. Esta dificuldade aumenta nos materiais rochosos mais alterados e, como refere Hawkins (1986), a distinção entre os estados de alteração moderados, muito alterados e completamente alterados, não é difícil em certos tipos de rochas, mas é quase impossível no caso de rochas silto-argilosas, como é o caso dos xistos argilosos do FBA.

Devido a esta dificuldade de avaliação do estado de alteração nas amostras mais alteradas e, principalmente, nas rochas de fácies pelítica, como é o caso dos xistos, foi feita uma análise dos resultados do inquérito, que se encontra resumida nos Quadros 5.10 e 5.11, onde se considera a versão simplificada da classificação proposta pelo ISRM, com apenas três graus de alteração.

Quadro 5.10 – Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de xisto, de acordo com a versão simplificada da BGD (ISRM, 1981), apresentada no Quadro 5.7.

Amostra	Descrição do estado de alteração (%)			erro de avaliação (%)	
	W_{1-2}	W_3	W_{4-5}	pc. significativo	significativo
7W2/W1X	100,0	-	-	-	-
2AW3/W2X	95,2	4,8	-	4,8	-
13W2/W3X	42,9	47,6	9,5	52,4	-
4W2X	90,5	9,5	-	9,5	-
1W3/W2X	71,4	28,6	-	28,6	-
2AW4/W3X	23,8	57,1	19,0	42,8	-
12W4X	4,8	23,8	71,4	23,8	4,8
2W3/W2X	38,1	47,6	14,3	52,4	-
2W4X	9,5	14,3	76,2	14,3	9,5
3W4/W3X	4,8	14,3	81,0	14,3	4,8
11W3X	19,0	52,4	28,6	47,6	-
8W3/W4X	9,5	52,4	38,1	47,6	-
14W4-5X	14,3	33,3	52,4	47,6	-
5W4X	4,8	9,5	85,7	9,5	4,8

pc. significativo - (pouco significativo), quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em apenas um grau de alteração;

significativo – quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em dois graus de alteração;

Verifica-se com este sistema de classificação simplificada que, apesar de se perder algum rigor na descrição do estado de alteração, os erros de avaliação são menos significativos, existindo um maior consenso de opinião entre os avaliadores.

Analisando os dois litótipos em separado, verifica-se em relação aos xistos (Quadro 5.10) o seguinte:

- i) em 43% das amostras verifica-se uma concordância nítida (superior a 75%), entre os avaliadores, sobre o estado de alteração (amostras 7W2/W1X, 2AW3/W2X, 4W2X, 2W4X, 3W4/W3X, 5W4X);

- ii) em 43% das amostras constata-se uma concordância maioritária (mais de 50% das opiniões), quanto ao estado de alteração (amostras 2AW4/W3X, 1W3/W2X 11W3X, 8W3/W4X, 12W4X e 14W4-5X);
- iii) em 14% das amostras verifica-se uma tendência para haver discordância entre os avaliadores sobre o estado de alteração (amostras 13W2/W3X, 2W3/W2X);
- iv) nas amostras muito alteradas, apesar de se registar, em regra, uma concordância entre a maioria dos avaliadores, existe uma tendência para maior divergência de opinião, indiciada pela ocorrência de erros de avaliação muito significativos (amostras 2W4X, 3W4/W3X e 5W4X).

Relativamente aos grauques verifica-se, pela análise do Quadro 5.11, que:

- i) em 27% das amostras verifica-se uma concordância nítida (superior a 75%), entre os avaliadores, sobre o estado de alteração (amostras 7W1G, 15W4G e 2AW2/W1G);
- ii) em 36% das amostras constata-se uma concordância maioritária (mais de 50% das opiniões), quanto ao estado de alteração (amostras 2W2/W3G, 3W2/W3G, 6W2W1G, 5W4G);
- iii) em 36% das amostras constata-se uma tendência para haver discordância (entre 25% e 50%), entre os avaliadores sobre o estado de alteração (amostras 1W2/W3G, 13W2G, 1W3/W4G e 8W3G).

Quadro 5.11 – Resultados percentuais das classificações dos avaliadores quanto ao estado de alteração das amostras de grauque, de acordo com a versão simplificada da BGD (ISRM, 1981), apresentada no Quadro 5.7.

Amostra	Descrição do estado de alteração (%)			erro de avaliação (%)	
	W ₁₋₂	W ₃	W ₄₋₅	pc. significativo	significativo
7W1G	95,2	4,8	-	4,8	-
2AW2/W1G	100,0	-	-	-	-
3W2/W3G	61,9	38,1	-	38,1	-
1W2/W3G	47,6	42,9	9,5	42,9	9,5
2W2/W3G	23,8	57,1	19,0	42,8	-
6W2/W1G	52,4	33,3	14,3	33,3	14,3
13W2G	28,6	47,6	23,8	52,4	-
1W3/W4G	28,6	42,9	28,6	57,2	-
8W3G	4,8	47,6	47,6	4,8	-
5W4G	14,3	33,3	52,4	33,3	-
15W4G	-	-	100,0	-	-

pc. significativo - (pouco significativo), quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em apenas um grau de alteração;

significativo – quando a avaliação difere, em relação à opinião maioritária, em dois graus de alteração;

Em 73% das amostras de grauque e 86% das amostras de xisto, existe um número maioritário de opiniões entre os vários observadores, sobre o estado de alteração da amostra. Os erros de avaliação são menos significativos que no caso da descrição com cinco graus de alteração.

Os erros mais significativos ocorrem nas rochas medianamente alteradas a muito alteradas, sendo pouco significativos nas amostras sãs a pouco alteradas.

5.4.3 - Ensaio índice na avaliação do estado de alteração.

Os ensaios índice têm sido utilizados na avaliação dos efeitos da meteorização, não apenas para a caracterização do estado ou grau de alteração, mas também para a estimativa das propriedades geotécnicas dos materiais em obras de engenharia.

Os ensaios índice podem ser aplicados, tanto no laboratório para a avaliação das propriedades à escala do material rocha (*e.g.*, micropetrografia, densidade, porosidade, resistência, deformabilidade, dureza, durabilidade, etc.), como no campo para avaliação das propriedades à escala do maciço rochoso (*e.g.*, características das discontinuidades, percentagem de recuperação, etc.). Devido à sua especificidade deve ser distinguida a aplicação dos ensaios índice à escala do material rocha e à escala do maciço rochoso.

Não é fácil dar uma definição simples e precisa de índice para fins de avaliação da alteração das rochas. Martin (1986), define ensaio índice como “um ensaio quantitativo ou semiquantitativo, que pode estar relacionado com as propriedades geotécnicas características do material ou com os limites entre os diferentes estados de alteração da rocha”.

De acordo com esta definição, qualquer procedimento de avaliação da alteração da rocha, totalmente qualitativo, ou que esteja dependente apenas do exame visual ou da observação, não pode ser considerado como sendo um ensaio índice.

É importante o desenvolvimento de métodos de ensaios adequados, cujos resultados, sejam facilmente correlacionáveis na avaliação das propriedades dos materiais rochosos.

De acordo com Martin (1986) e Irfan & Dearman (1978a), os ensaios índice para fins de classificação de materiais rochosos devem:

- i) ser simples e rápidos, com boa reprodutibilidade e necessitando do mínimo de requisitos na preparação das amostras;
- ii) estar relacionados com as propriedades das rochas;
- iii) estar relacionados com os problemas geotécnicos;
- iv) ter capacidade para poderem distinguir as classes com diferente significado geotécnico;
- v) utilizar equipamento robusto e portátil para a realização de ensaios no campo.

Os ensaios rápidos e simples têm pouca utilidade se não tiverem uma boa reprodutibilidade que permita obter resultados consistentes. Por outro lado, os ensaios simples que podem ser realizados, tanto no laboratório, como no campo, têm um enorme potencial de aplicabilidade.

Relativamente à utilização dos ensaios índice, verifica-se que as aplicações variam entre os índices petrográficos precisos e quantitativos utilizados na avaliação do grau de alteração no laboratório e os ensaios de campo muito simples, semiquantitativos, utilizados nas classificações quanto ao estado de alteração.

Os métodos descritos, baseados apenas na observação, continuam a ser a base da maior parte dos sistemas de descrição e classificação dos materiais rochosos, mas a utilização de ensaios índice como suplemento da descrição por exame visual, tornou-se mais comum nos últimos anos. A principal vantagem desta utilização dos ensaios índice, tem a ver com o facto de eles tornarem a descrição dos materiais mais consistente e objectiva. A maior fiabilidade nas descrições, conduz a uma maior segurança nos estudos comparativos acerca dos efeitos da meteorização, quando os materiais originais são similares.

Vários índices de alteração quantitativos têm sido propostos para avaliar o grau de alteração, tais como, o índice de decomposição (Lumb, 1962), o índice micropetrográfico (Irfan & Dearman, 1978b), ou os parâmetros geoquímicos de alteração (Iliev, 1966; Rocha-Filho *et al.*, 1985), permitem caracterizar os efeitos da alteração no que respeita às mudanças mineralógicas e químicas. No entanto, estes índices, apesar de úteis para uma determinada rocha ou tipo de alteração, não fornecem uma caracterização completa dos efeitos de meteorização dos materiais, tais como, as mudanças texturais. Além disso, são geralmente métodos morosos e de difícil realização, não sendo por isso apropriados como ensaios de rotina.

Irfan & Dearman (1978a), Martin (1986) e Lee & De Freitas (1989), referindo-se, sobretudo, a rochas graníticas, fazem uma revisão sobre a utilização de índices quantitativos na avaliação do grau de alteração.

Para Irfan & Dearman (1978a), o ensaio com o esclerómetro de Schmidt ou ensaio esclerométrico, o ensaio de carga pontual e o ensaio de determinação do índice de vazios, são os que reúnem a maioria dos requisitos necessários como ensaios índice para fins de classificação, devido a serem métodos rápidos, simples e que permitem uma avaliação preliminar das propriedades do material rochoso entre o estado são e o estado muito alterado.

O martelo de Schmidt e o ensaio de carga pontual são bastante insensíveis para rochas muito brandas como é o caso dos materiais rochosos muito alterados. Irfan & Dearman (1978a), aconselham que o martelo de Schmidt só deve ser utilizado para materiais resistentes com um valor de ressalto (R) superior a 40.

Hencher & Martin (1982), no entanto, defendem o uso do martelo de Schmidt como índice para toda a gama de estados de alteração do material. Propõem, ainda, que a inexistência de valor de ressalto (R), pode ser usada para definir o limite entre o estado muito alterado e o estado completamente alterado, mas apenas no caso dos materiais *in situ* e não em tarolos de sondagem.

A utilidade do ensaio de carga pontual, pode ser condicionada pela litologia e resistência das rochas. Certos autores como Hawkins & Pinches (1992), não recomendam a utilização deste ensaio índice em rochas silto-argilosas com resistência inferior a 25 MPa, devido à penetração das ponteiros cónicas na amostra, diminuindo deste modo, a fiabilidade dos resultados. Outros autores não aconselham a utilização do ensaio em materiais muito brandos, como é o caso de Bieniawski (1975), que num comentário ao ensaio de carga pontual, afirma que “*a utilidade do ensaio de carga pontual é limitada para materiais rochosos com uma resistência à compressão inferior a 25 MPa, (correspondendo a um índice de carga pontual de 1 MPa). Nos casos em que estes materiais estejam envolvidos, tais como em estudos de terrenos de fundação, é preferível a utilização do ensaio de compressão uniaxial*”. No entanto, em materiais rochosos com resistência à compressão uniaxial inferior a 25 MPa, como no caso do

cré do túnel de Chinnor, com resistência à compressão uniaxial entre 6 e 7 MPa, o ensaio de carga pontual revelou tratar-se de um ensaio índice útil, na caracterização mecânica da rocha (Rodrigues-Carvalho, 1986).

O ensaio de absorção de água (“*quick absorption technique*”) é fácil de realizar (Hamrol, 1962; ISRM, 1979b), está intimamente relacionado com a porosidade, e constitui um índice muito utilizado no laboratório, para avaliar a alteração dos materiais. No entanto, no caso dos materiais completamente alterados pode provocar a sua desintegração durante a embebição, o que leva a concluir que um ensaio de durabilidade seja mais adequado para estes materiais (Martin, 1986). Ensaios de susceptibilidade à desintegração, como o ensaio de imersão ou o ensaio de desgaste em meio aquoso (“*Slake durability test*”), podem ser úteis na distinção entre os materiais muito alterados e os materiais completamente alterados.

Irfan & Dearman (1978a) e Uriel & Dapena (1978), no caso de granitos, e Dapena *et al.* (1978), no caso de xistos argilosos, referem que a massa volúmica é um bom índice para a quantificação do grau de alteração. Martin (1986), sugere ainda o índice de velocidade (“*velocity index*”), baseado num método expedito, como a medição da velocidade de ultrasons.

Em conclusão, para a avaliação do estado de alteração existem vários índices quantitativos, mas a maioria é baseada em estudos petrográficos. A introdução de ensaios índice simples nos sistemas de classificação da alteração é uma forma de melhorar a fiabilidade das descrições baseadas apenas no exame visual dos materiais.

A descrição e classificação das amostras referidas na secção 4.3.1 (com excepção das colhidas nos locais 9 e 10), quanto ao estado de alteração, é feita de acordo com a classificação proposta por ISRM (1981), a qual é bastante utilizada em estudos geotécnicos. Trata-se de uma descrição à escala do maciço rochoso, mas que é também aplicada, frequentemente, à escala do material rocha. É um método baseado apenas na observação, sendo portanto, qualitativo e com uma terminologia pouco definida para o material rocha, daí que a descrição seja subjectiva e, por vezes, ambígua como já se concluiu anteriormente, quando se procedeu à sua aplicação às amostras estudadas.

A necessidade de uma maior consistência e objectividade na descrição, por exame visual, dos materiais quanto ao estado de alteração, levou à realização no âmbito do presente trabalho, de um estudo sobre a aplicação de ensaios índice como um complemento de carácter quantitativo à descrição qualitativa por exame visual.

Foram escolhidos alguns métodos simples e expeditos que permitissem avaliar a sua sensibilidade ao estado de alteração do material para a maior gama possível de estados de alteração, desde o estado são ao estado completamente alterado. Parâmetros, tais como a massa volúmica aparente, a porosidade aparente, o índice de vazios, o índice de desgaste em meio aquoso (“*slake durability index*”) e o valor de adsorção de azul de metileno, foram analisados de modo a permitir a avaliação do índice mais adequado à caracterização e classificação do estado de alteração dos materiais da amostragem de superfície, nos quais foram determinados os índices físicos referidos (Quadros 4.8 e 4.9).

Na Figura 5.21 apresentam-se os gráficos com os resultados obtidos nos vários ensaios índice referidos, nas amostras de xisto e de grauvaque. A ordenação das amostras foi feita de acordo com os valores obtidos para as propriedades físicas estudadas nessas amostras (massa volúmica, porosidade, índice de vazios, índice de desgaste em meio aquoso e adsorção de azul

de metileno). Considerando a evolução que, em regra, estes parâmetros físicos apresentam com o aumento do grau de alteração da rocha, as amostras de xisto e de grauvaque, foram escalonadas separadamente, de acordo com os resultados obtidos em cada ensaio físico, atribuindo o número 1 à amostra cujo resultado a indicou, para essa propriedade, como a amostra menos alterada, e assim, sucessivamente, para todas as outras amostras até à mais alterada. Depois deste escalonamento, quanto ao grau de alteração das amostras de xisto e de grauvaque, e de acordo com os resultados obtidos em cada um dos ensaios físicos referidos, foi calculado o valor médio dos posicionamentos de cada amostra, quanto ao grau de alteração, que permitiu ordenar as amostras quanto ao grau de alteração e definir três grupos de amostras com graus de alteração distintos (W_{1-2} - materiais são a pouco alterados - amostras 7W2/W1X, 2AW3/W2X, 7W1G, 2AW2/W1G; W_3 - materiais medianamente alterados - 4W2X, 1W3/W2X, 2W3/W2X, 2AW4/W3X, 13W2/W3X, 12W4X, 4W3XG, 2W4X, 6W2/W1G, 3W2/W3G, 1W2/W3G, 2W2/W3G, 3W4G, 13W2G; W_{4-5} - materiais muito alterados - 8W3/W4X, 11W3X, 3W4/W3X, 4W3/W4X, 14W4-5X, 5W4X, 1W3/W4G; 8W3G, 5W4G, 15W4G).

No que se refere às amostras de xisto estudadas, verifica-se que, por ordem decrescente de eficiência, o índice de vazios, I_v , a porosidade aparente, n_a , e a massa volúmica aparente, γ_a , parecem ser os índices físicos mais adequados para quantificar o estado de alteração dos pelitos do FBA, para todos os graus de alteração, desde os materiais são aos materiais muito alterados. Os resultados permitem estabelecer, para os materiais estudados, uma quantificação dos limites entre estados de alteração distintos, com base nos valores obtidos. Deste modo, quando o material rochoso apresenta os seguintes valores: $\gamma_a > 2500 \text{ Kg/m}^3$; $n_a < 10\%$ e $I_v < 3\%$; pode ser considerado, em regra, material são a pouco alterado (W_{1-2}); quando o material rochoso apresenta os seguintes valores: $2200 \text{ Kg/m}^3 < \gamma_a < 2500 \text{ Kg/m}^3$; $10\% < n_a < 20\%$ e $3\% < I_v < 6\%$; pode ser considerado, em regra, material medianamente alterado (W_3); e quando o material rochoso apresenta os seguintes valores: $\gamma_a < 2200 \text{ Kg/m}^3$; $n_a > 20\%$ e $I_v > 6\%$; pode ser considerado, em regra, material muito alterado a completamente alterado (W_{4-5}).

No que diz respeito aos grauvaques estudados, quando o material rochoso apresenta os seguintes valores: $\gamma_a > 2500 \text{ Kg/m}^3$; $n_a < 5\%$ e $I_v < 2\%$; pode ser considerado, em regra, material são a pouco alterado (W_{1-2}); quando o material rochoso apresenta os seguintes valores: $2200 \text{ Kg/m}^3 < \gamma_a < 2500 \text{ Kg/m}^3$; $5\% < n_a < 15\%$ e $2\% < I_v < 4\%$; pode ser considerado, em regra, material medianamente alterado (W_3); e quando o material rochoso apresenta os seguintes valores: $\gamma_a < 2200 \text{ Kg/m}^3$; $n_a > 15\%$ e $I_v > 4\%$; pode ser considerado, em regra, material muito alterado a completamente alterado (W_{4-5}).

O ensaio de desgaste em meio aquoso I_{d2} e o ensaio de adsorção do azul de metileno V_{am} , parecem ser métodos mais adequados para a descrição e definição dos limites entre os estados de alteração mais avançados (W_4 a W_5) dos materiais estudados. Deste modo, as amostras de xisto com valores de $I_{d2} < 92\%$ e $V_{am} < 1 \text{ g/100gfinos}$, correspondem a rochas muito alteradas a completamente alteradas (W_4 a W_5). Da mesma forma as amostras de grauvaque com valores de $I_{d2} < 95\%$ e $V_{am} < 0,5 \text{ g/100gfinos}$, correspondem a rochas muito alteradas a completamente alteradas (W_4 a W_5).

Os valores anómalos verificados nos resultados obtidos para algumas amostras de xisto e de grauvaque, (e.g. 3W4/W3X, 8W3/W4X, 13W2/W3X, 3W2/W3G, 6W2/W1G, 15W4G), podem ter origem na grande heterogeneidade das amostras referidas. Este facto é particularmente evidenciado no ensaio de adsorção do azul de metileno, devido à maior sensibilidade deste ensaio ao carácter heterogéneo do material rochoso.

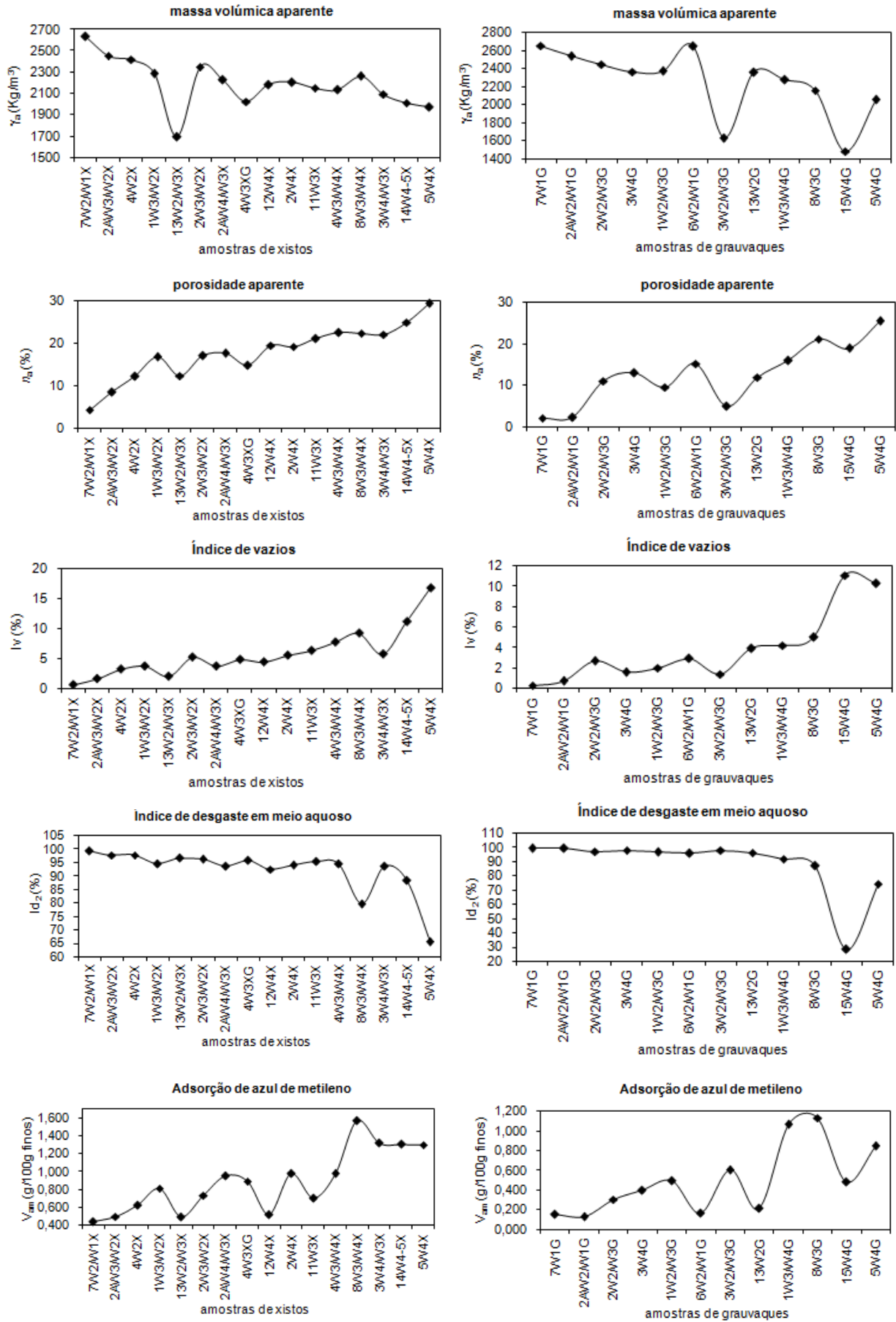


Fig. 5.21 – Análise do índice físico mais adequado para a avaliação do estado de alteração dos materiais rochosos estudados.

O ensaio de absorção de água (“*quick absorption technique*”), proposto pela ISRM (ISRM, 1979b), sendo um ensaio de laboratório simples e expedito, parece ser o ensaio índice mais adequado para quantificar o estado de alteração dos materiais rochosos do FBA. Os resultados permitem estabelecer, para os materiais estudados, valores de fronteira entre estados de alteração distintos, com base nos valores obtidos para I_v . Deste modo, no caso dos xistos, quando $I_v < 3\%$, o material é em regra, são a pouco alterado (W_{1-2}); quando $3\% < I_v < 6\%$, o material é em regra, medianamente alterado (W_3); quando $I_v > 6\%$, o material é em regra, muito alterado a completamente alterado (W_{4-5}). Nos grauvaques, quando $I_v < 2\%$, o material é em regra, são a pouco alterado (W_{1-2}); quando $2\% < I_v < 4\%$, o material é em regra, medianamente alterado (W_3); quando $I_v > 4\%$, o material é em regra, muito alterado a completamente alterado (W_{4-5}).

Conclusões semelhantes às referidas para os materiais estudados, sobre a utilidade do ensaio de absorção de água como ensaio índice na avaliação do estado de alteração das rochas, por se tratar de um método simples, rápido, e que permite uma avaliação preliminar da qualidade do material rochoso entre o estado são e o estado muito alterado, foram obtidas por Kanji & Galván (1998). Os referidos autores estabeleceram boas correlações entre este parâmetro, a porosidade e a massa volúmica para diferentes rochas brandas.

5.4.4 - Alterabilidade das rochas do Flysch do Baixo Alentejo

O conceito de alterabilidade tem grande importância em Geotecnia. Enquanto o estado de alteração se refere a um estado de transformação que a rocha apresenta em determinado momento devido aos efeitos da meteorização, a alterabilidade é um conceito dinâmico de variação do estado de alteração com o tempo e relaciona-se com a aptidão de uma rocha para se alterar.

A alterabilidade é função, para além dos factores intrínsecos à rocha (composição mineralógica, estado de fissuração, etc.) e dos factores extrínsecos à rocha (temperatura, pH, quantidade de água disponível, etc.), do tempo de duração, à escala humana.

Sabendo-se que os materiais rochosos são importantes em diversas obras de engenharia, quer como materiais de construção, quer como maciço de fundação, é muito importante a avaliação do estado de alteração e de alterabilidade das rochas.

Ao contrário da quantificação do estado de alteração, sobre a qual, diversos índices e coeficientes de alteração têm sido propostos, a quantificação da alterabilidade, tem sido objecto de poucos estudos, principalmente, no nosso País. Da reduzida bibliografia sobre a quantificação da alterabilidade, destacam-se os estudos de Farran & Thénos (1965), Farjallat (1971), Farjallat *et al.* (1974), Rodrigues (1978), Aires-Barros (1977; 1979), Ladeira (1984), Ladeira & Minette (1984a, 1984b, 1984c), Ladeira & Gomes (1986), Ladeira & Rodrigues (1994) e Ferreira (2000).

A quantificação da alterabilidade das rochas é uma tarefa algo difícil e susceptível de abordagens diferentes. Ferreira (2000), por exemplo, realizou um estudo laboratorial, sobre a quantificação da alterabilidade de xistos e grauvaques que ocorrem na zona limítrofe à estrada Águeda-Talhadas, ou seja, na vertente noroeste da Serra do Caramulo e, que pertencem ao Complexo Xisto-Grauváquico das Beiras. Nessa quantificação da alterabilidade é analisada a evolução no tempo, de parâmetros físicos e dinâmicos determinados em dois grupos de amostras, dos quais, um deles foi sujeito a uma alteração acelerada em laboratório (por ensaios de lixiviação contínua com ciclos de embebição e secagem, à temperatura constante

de 60° C); o outro grupo de amostras, foi sujeito a uma alteração natural, ou seja, as amostras foram alteradas por exposição aos agentes atmosféricos durante um longo período de tempo (cerca de um ano e meio). Os resultados obtidos, nos dois grupos de amostras, foram comparados de modo a obter as velocidades da alteração natural e da alteração artificial dos vários parâmetros seleccionados. A conjugação destes dois grupos de valores permitiu quantificar a alterabilidade dos xistos e dos grauvaques.

Uma das formas de estudar o comportamento de uma rocha face aos agentes da alteração, designa-se por previsão de alterabilidade, e consiste em determinar alguns parâmetros e compará-los com situações conhecidas, tirando benefício da experiência prática acumulada.

São várias as técnicas de previsão do comportamento ou de previsão da alterabilidade que avaliam mecanismos de alteração que podem ocorrer nas rochas do FBA, e assim, determinar a sua durabilidade.

Um dos mecanismos mais importantes na alterabilidade dos materiais turbidíticos é o da degradação causada por expansões dos minerais sensíveis à presença da água, como sejam os minerais argilosos e filitosos, os quais são muito comuns, principalmente, nos xistos.

Existem algumas técnicas de estudo que permitem avaliar a influência dos referidos minerais na durabilidade dos materiais rochosos, tais como, o ataque com água oxigenada a 110 volumes (Struillou, 1969), e o ensaio de desgaste em meio aquoso após ataque com etileno-glicol (Rodrigues, 1976), entre outros.

O ensaio de ataque com água oxigenada tem-se revelado uma técnica de estudo adequada na previsão da alterabilidade dos materiais turbidíticos, principalmente, nos de fácies pelítica (Rodrigues, 1975a, 1975b; Ojima & Rodrigues, 1983).

Outro fenómeno de degradação que se observa com frequência nos turbiditos do FBA, principalmente nos materiais de fácies pelítica, é a esfoliação, ou seja, a separação progressiva das rochas em placas finas, devidas à xistosidade, a qual é comum quando as rochas são aliviadas das tensões de confinamento a que estavam sujeitas. O ensaio de esfoliação (Struillou, 1969), é uma técnica que reproduz este mecanismo de alteração, tendo-se revelado adequada em estudos de durabilidade de xistos (Rodrigues, 1975a, 1975b).

O ensaio de ataque com água oxigenada a 110 volumes, foi uma das técnicas utilizadas neste trabalho, para avaliar a susceptibilidade à alteração, nomeadamente, no que diz respeito à degradação provocada por expansões dos minerais sensíveis à presença da água.

Os resultados deste ensaio, apresentados no Quadro 4.14, estão representados graficamente, na Figura 5.22, a qual mostra a tendência, principalmente nas amostras de grauvaque, para as amostras sãs a pouco alteradas serem menos sensíveis ao ataque pela água oxigenada com reacções menos acentuadas do que as manifestadas pelas amostras muito alteradas, o que se explica por nestas últimas, os filossilicatos estarem em regra, mais degradados, ou seja, com grãos mais finos, portanto, com maior superfície específica, situação que aumenta a sua capacidade de absorção e o seu comportamento expansivo.

De facto, considerando por exemplo, as perdas de massa das amostras, nos três primeiros ciclos, verifica-se que, no caso dos xistos, enquanto os materiais sãs a pouco alterados (W_{1-2}), perdem cerca de 4% de massa, os materiais medianamente alterados (W_3), perdem

entre 4 e 12%, e os materiais muito alterados a completamente alterados (W_{4-5}), perdem mais de 12%. Também no caso dos grauvaques, e considerando as perdas de massa das amostras nos três primeiros ciclos, verifica-se que enquanto os materiais são a pouco alterados (W_{1-2}), perdem cerca de 1% de massa, os materiais medianamente alterados (W_3), perdem entre 1 e 5% de massa e os materiais muito alterados a completamente alterados (W_{4-5}), perdem mais de 5% de massa.

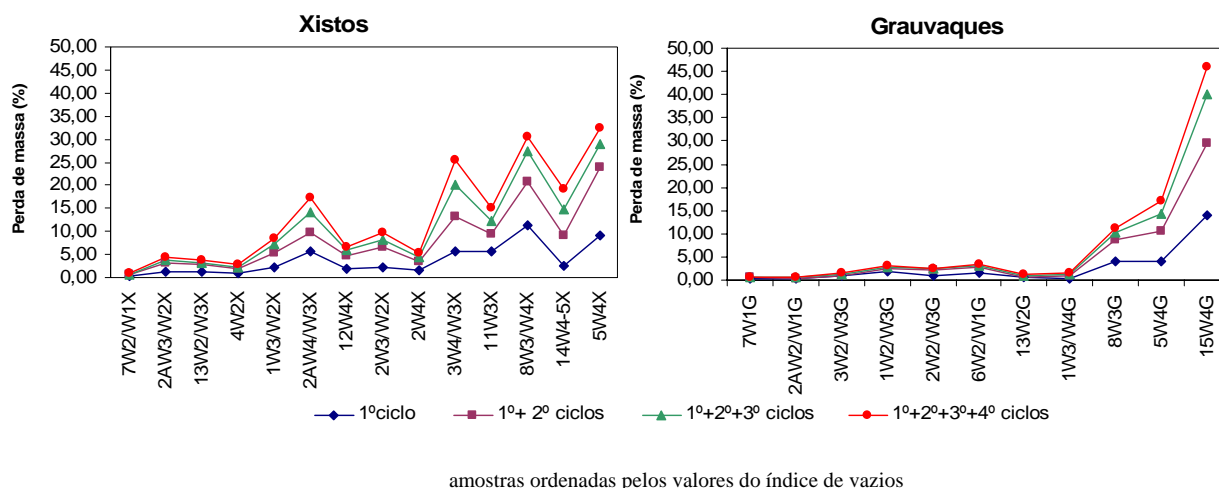


Fig. 5.22 – Perdas de massa em percentagem, das amostras de xisto e de grauvaque no ensaio de ataque pela água oxigenada.

Os resultados do ensaio reflectem ainda que nos grauvaques, as perdas de massa aumentam de forma muito significativa nos materiais W_{4-5} , em todos os ciclos, podendo atingir no final do 4º ciclo, perdas de massa entre 10% e 50%, relativamente às perdas de massa nos materiais W_{1-2} (até 1%), e nos materiais W_3 (entre 1% e 5%); nos xistos, as perdas de massa não apresentam um aumento tão significativo nos materiais mais alterados, registando-se, no final do 4º ciclo, valores que variam entre 20% e 35% nos materiais W_{4-5} , entre 5% e 20% nos materiais W_3 , e menos de 5% nos materiais W_{1-2} . O comportamento evidenciado pelos grauvaques, nos estados mais avançados de alteração, poderá estar relacionado com a degradação acentuada dos filossilicatos presentes nestas rochas, nomeadamente dos que constituem o cimento, em regra de natureza argilosa, contribuindo deste modo, para o aumento das degradações causadas por expansões dos minerais sensíveis à presença da água, como é o caso dos minerais argilosos.

Sendo assim, o ensaio de ataque pela água oxigenada reproduz o mecanismo das degradações causadas por expansões de minerais sensíveis à presença da água que constituem os materiais estudados.

Outra das técnicas utilizadas neste trabalho, foi o ensaio de ataque pelos sulfatos, o qual procura reproduzir o mecanismo de alteração provocado pela cristalização de sais (Quadro 4.14). Esta técnica já foi utilizada em trabalhos anteriores nos materiais rochosos do FBA (Rodrigues, 1975a, 1975b; Rodrigues & Jeremias, 1989).

Como mostra a Figura 5.23, o ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio evidencia que os materiais mais alterados (amostras 15W4G, 5W4G, 14W4-5X ou 5W4X), são atacadas com maior facilidade. Nestas amostras, registam-se os maiores valores de porosidade (entre 18,5 e

29,6%) e de expansibilidade (acima de 2%). Verifica-se também que os xistos, por serem mais porosos e expansivos, sofrem neste ensaio, degradações maiores do que os grauvaques.

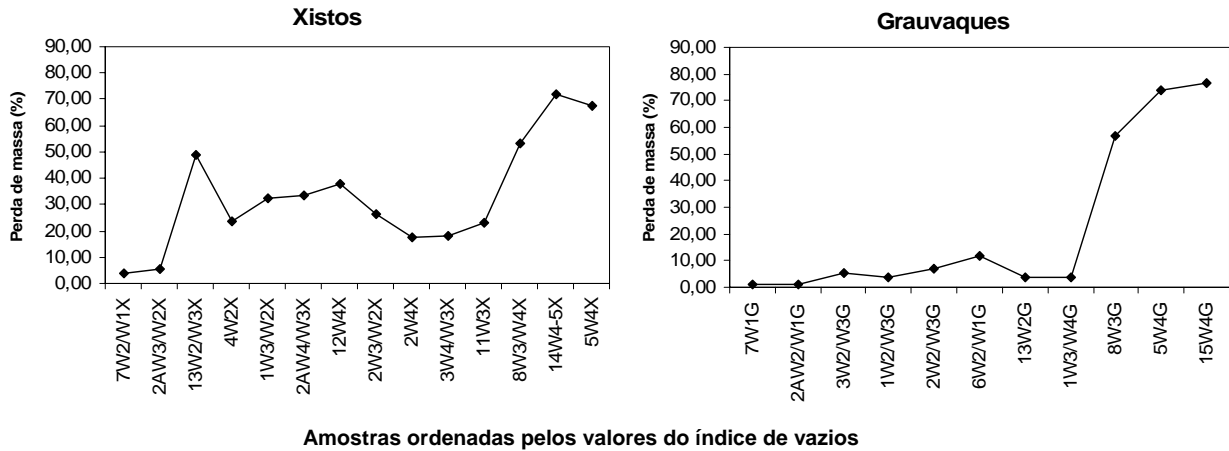


Fig. 5.23 – Perdas de massa em percentagem das amostras de xisto e de grauvaque, no final do ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio.

Portanto, o mau comportamento dos materiais referidos, no ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio é uma consequência directa destas duas características, tornando esta técnica de previsão do comportamento, um complemento do ensaio de ataque pela água oxigenada, na avaliação do mecanismo das degradações causadas por expansões.

Perante os resultados obtidos, julga-se que estes ensaios, em que se realizaram cinco ciclos de imersão e secagem (especificação LNEC E238-1970), para serem mais conclusivos, deveriam ter sido realizados com um número maior de ciclos, de forma a evidenciar melhor os materiais mais alterados.

5.5 - Caracterização mecânica

Analisam-se em seguida, os resultados obtidos nos ensaios mecânicos e dinâmicos realizados neste estudo (Quadros 4.15, 4.16, e 4.17).

Nesta análise salienta-se a influência da heterogeneidade e, fundamentalmente da anisotropia, no que respeita ao comportamento geomecânico destes materiais rochosos, e averigua-se a sensibilidade dos ensaios índice realizados, nomeadamente o ensaio de carga pontual e a velocidade de propagação de ultra-sons, na avaliação da anisotropia dos materiais estudados.

Os provetes utilizados nos ensaios de caracterização, constituídos por materiais são a pouco alterados, foram agrupados de acordo com situações distintas que podem ocorrer, quanto à proporção relativa dos dois litótipos predominantes, nas sequências estratigráficas das formações turbidíticas do FBA. Estas situações típicas identificadas à escala do material rocha, designadas por xisto com intercalações de grauvaque X(G), xisto e grauvaque intercalados X/G, grauvaque com intercalações de xisto G(X) e grauvaque (G) foram descritos em 4.2.

De facto, a alternância, por vezes finamente estratificada, dos dois litótipos referidos, com textura, mineralogia e alterabilidade distintas, origina um comportamento geomecânico muito heterogéneo, quer à escala do maciço rochoso, quer mesmo à escala do material rocha. Deste

modo, a interpretação dos resultados é feita considerando as situações típicas referidas que a sequência turbidítica pode apresentar.

5.5.1 - Resistência

A resistência à compressão das rochas estudadas foi determinada, directamente, através de ensaios de compressão uniaxial, efectuados nos 129 provetes extraídos dos tarolos das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, e das sondagens da barragem do Funcho e, estimada indirectamente, a partir de ensaios de carga pontual realizados em algumas dessas amostras (Quadro 4.9).

Foram também efectuados ensaios de carga pontual, nas amostras dos locais 9 e 10 (Quadro 4.8).

Nesta caracterização mecânica dos materiais rochosos do FBA, foram também realizados ensaios de deslizamento de diaclases, em xistos e grauvaques da amostragem da barragem do Funcho, para a avaliação dos parâmetros de resistência ao corte, em superfícies de descontinuidade, nestes materiais.

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial das amostras das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho, evidenciam que os grauvaques têm uma resistência à compressão uniaxial (σ_c), muito superior à dos xistos (Quadro 5.12). Assim os grauvaques apresentam um valor médio, para a resistência à compressão uniaxial de 66,7 MPa, enquanto os xistos apresentam um valor médio, para a resistência à compressão uniaxial, de 18,3 MPa

Quadro 5.12 – Valores máximos, mínimos e médios da resistência à compressão uniaxial e do módulo de deformabilidade dos materiais rochosos estudados.

Litologia	Compressão uniaxial		Deformabilidade
		σ_c (MPa)	E (MPa)
X(G)	máximo	20,2	19000
	mínimo	0,3	14600
	médio	7,6	16800
X/G	máximo	38,3	37600
	mínimo	8,6	9300
	médio	18,1	19400
G(X)	máximo	56,8	70100
	mínimo	3,4	7600
	médio	22,1	38800
G	máximo	167,7	79600
	mínimo	6,8	35400
	médio	66,7	62600

Nos xistos (s.l.), a resistência à compressão uniaxial aumenta com a proporção da fácies grauvacóide. Em termos de valores médios, verifica-se que nos provetes em que predominam os materiais pelíticos X(G), a resistência à compressão uniaxial é bastante inferior (7,6 MPa), à que se regista nos provetes G(X), em que predominam os materiais grosseiros, grauvacóides (18,1 MPa). Nos provetes em que a proporção de materiais pelíticos e grauvacóides é semelhante (X/G), a resistência à compressão uniaxial tem valor intermédio (22,1MPa).

Os provetes dos materiais de fácies essencialmente grauvacóide, designados por G, embora, litologicamente, mais homogéneos, sem níveis pelíticos, apresentam alguns aspectos

litológicos (fragmentos líticos, veios de quartzo, níveis de microconglomerados etc.), ou certas estruturas, como fissuras e, por vezes foliação, que conferem a estes materiais rochosos, comportamento anisotrópico e heterogéneo quanto à resistência à compressão, traduzido por uma dispersão dos valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial, variando entre um valor mínimo de 6,84 MPa e um valor máximo de 167,7 MPa.

Foram efectuados ensaios de carga pontual em alguns tarolos de xistos e grauvaques, das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul e da barragem do Funcho, e de onde, tinham sido extraídos os provetes para os ensaios de compressão uniaxial. O valor de $I_{s(50)}$, (10,3 MPa), obtido nas amostras X/G da caixa 10 da sondagem S40 da A2 - Auto-estrada do Sul (Quadro 4.15), foi excluído pois parece tratar-se de um valor anómalo, tendo em consideração que os restantes valores de $I_{s(50)}$, verificados nos materiais xistosos variam entre 1 e 6 MPa, assim como, o facto do índice de anisotropia de resistência à carga pontual ($I_{a(50)}$), ser significativamente mais elevado (11), do que os verificados nas restantes amostras de xisto variam entre 2 e 5. Este valor anómalo encontrado pode estar relacionado com o comportamento fortemente anisotrópico destes materiais rochosos.

Os valores médios do índice de resistência à carga pontual $I_{s(50)}$, de 8 MPa, para os grauvaques (G) e de 3 MPa, para os xistos (materiais X(G), X/G e G(X)), calculados a partir dos resultados apresentados nos Quadros 4.15 e 4.16, corroboram os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial, evidenciando a maior resistência dos grauvaques relativamente aos xistos.

As amostras utilizadas neste ensaio índice, foram ensaiadas no estado seco, apresentando teores em água semelhantes, variando entre 0,2% e 0,7% nos xistos, e entre 0,1 e 0,5% nos grauvaques. Como é conhecido o teor em água (w), das amostras, nomeadamente quando é inferior a 25%, influencia o resultado do ensaio de carga pontual. No entanto, neste estudo, em face da semelhança dos valores do teor em água das amostras referidas, considera-se que estas foram ensaiadas com o mesmo teor em água, sendo insignificante a influência deste parâmetro nos resultados do ensaio de carga pontual.

Este ensaio índice permite estimar a resistência das rochas, existindo uma relação entre o índice de resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial, dada pela expressão 5.1, cujo factor (κ), pode variar consoante o tipo de rocha.

$$\sigma_c = \kappa I_{s(50)} \quad (5.1)$$

onde:

- σ_c - resistência à compressão uniaxial (MPa);
- $I_{s(50)}$ - índice de resistência à carga pontual, corrigido para uma grandeza de 50 mm (MPa);
- κ - factor de conversão de $I_{s(50)}$ em σ_c , variável consoante o tipo de rocha.

Os valores do factor κ são baixos, apresentando os xistos o valor 6 e os grauvaques o valor 9 indiciando a baixa resistência dos materiais rochosos estudados, sobretudo dos xistos. Verifica-se que, em regra, nas amostras em que a proporção de grauvaque é maior em relação ao xisto, maior é o valor do factor κ . Deste modo, em termos de valores médios, κ varia entre 4 nos materiais X(G) e X/G, predominantemente pelíticos e menos resistentes e 8 nos materiais G(X), de natureza grauvacóide mais resistentes.

Os resultados obtidos indiciam que os valores de κ mais adoptados na prática, tais como 24 (Broch & Franklin, 1972), e 22 (Brook, 1985), embora sejam aceitáveis para a maioria das rochas duras, podem não ser adequados para rochas brandas. Vários trabalhos têm evidenciado que nos materiais de baixa resistência o factor κ diminui significativamente (Johnston, 1993). Como é salientado por Goodman (1989), os valores de κ mais utilizados (20 a 25), podem ser bastante inadequados no caso de rochas brandas, devendo o valor do factor κ ser verificado por estudos experimentais sempre que a correlação entre $I_s (50)$ e σ_c seja aplicada na prática.

Têm sido propostos diferentes valores para o factor κ em rochas de baixa resistência. Por exemplo, Romana (1995), propõe para o cré e outras rochas calcárias muito porosas, valores entre 6 e 10, e para xistos e grauvaques de baixa e média resistência, valores entre 12 e 18. Johnston (1993), refere valores entre 7 e 10 para argilitos alterados. Verifica-se que não existe uma correlação universal para todas as rochas, podendo ocorrer erros bastante significativos, se for utilizada uma relação arbitrária para fazer a estimativa da resistência à compressão uniaxial, a partir da resistência à carga pontual.

Os valores do factor κ revelam que a relação entre o índice de resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial apresenta uma acentuada dispersão, originada pelo comportamento anisotrópico que caracteriza as rochas do FBA. Este aspecto merece especial atenção pela sua importância no comportamento dos materiais estudados. Por esta razão, ele será abordado em pormenor em 5.5.3.

O ensaio de carga pontual foi realizado nas amostras 9W1-2X, 9W1-2G e 10W1G (Quadro 4.17), tendo-se constatado que nestas amostras, ocorria uma penetração significativa das ponteiros cónicas na amostra, precedendo o momento da rotura, principalmente, nos materiais xistosos devido à sua natureza branda, pelo que a distância entre as ponteiros cónicas, considerada no cálculo de $I_s (50)$, foi o valor no instante da rotura (D').

Como mostra o Quadro 4.16, os resultados obtidos nos ensaios de deslizamento de diaclases revelam que os valores do ângulo de atrito (ϕ), são mais elevados nas diaclases em grauvaque ($35,8^\circ < \phi < 43,9^\circ$) do que nas diaclases em xisto ($20,7^\circ < \phi < 39,4^\circ$). Este facto pode ser explicado pela granulometria mais grosseira dos materiais grauvacóides que constituem as paredes das descontinuidades ensaiadas, a qual é responsável pelo aumento do coeficiente de atrito, na resistência ao deslizamento oferecida ao longo dessas superfícies. Os valores do ângulo de atrito obtidos nos ensaios de deslizamento de diaclases, situam-se entre os valores considerados característicos para a resistência ao deslizamento de diaclases neste tipo de materiais rochosos (Rocha, 1981).

Os valores da coesão aparente (c_a), são baixos, indiciando a pequena relevância que este parâmetro de resistência ao corte tem na caracterização mecânica da resistência ao deslizamento das diaclases.

5.5.2 - Deformabilidade

Do conjunto dos provetes extraídos das amostragens da A2 - Auto-estrada do Sul, e da barragem do Funcho, foram seleccionados 29 provetes, nos quais foi efectuado o ensaio de deformabilidade, de acordo com os procedimentos descritos no Capítulo 5 (Quadros 4.15 e 4.16).

Tal como se verifica em relação à resistência à compressão, as duas fácies litológicas predominantes no FBA, têm uma deformabilidade distinta, sendo os xistos, devido à sua natureza mais dúctil, mais deformáveis do que os grauvaques. Esta conclusão é sustentada nos valores médios do módulo de deformabilidade, (E), obtidos nos xistos (25000 MPa), e nos grauvaques (62600 MPa), como mostra o Quadro 5.12.

A proporção relativa dos dois litótipos na sequência estratigráfica tem uma grande influência na deformabilidade, quer à escala do maciço rochoso, quer à escala do material rocha. A esta escala constata-se que, em termos de valores médios do módulo de deformabilidade, os materiais X(G), com fácies predominantemente pelítica, são mais deformáveis, com um valor de 16800 MPa, do que os materiais G(X), em que predomina a fácies grauvacóide, com um valor de 38800 MPa. Os materiais X/G, com uma proporção semelhante entre pelitos e grauvaques, apresentam um valor intermédio de deformabilidade de 19400 MPa.

Verificou-se que os extensómetros mecânicos eram menos precisos na medição das extensões ocorridas nos provetes, sobretudo, no caso das extensões transversais. Por este facto, optou-se por efectuar alguns ensaios de deformabilidade, utilizando extensómetros eléctricos de resistência, de forma a determinar com um maior rigor as constantes elásticas do material, nomeadamente, o coeficiente de Poisson.

Desta forma e, considerando apenas os resultados obtidos com os extensómetros eléctricos, verifica-se que o coeficiente de Poisson (ν) apresenta o valor de 0,10, para os xistos e o valor de 0,21 para os grauvaques.

Como foi referido no Capítulo 4, foram efectuados ensaios dinâmicos em todos os provetes extraídos das amostragens das sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, e da barragem do Funcho e nas amostras dos locais 9 e 10. Este ensaio, consiste na determinação, em laboratório, da velocidade de propagação das ondas elásticas ultrasónicas sendo útil como índice de qualidade, nas estimativas da estrutura e dos parâmetros geomecânicos do material rochoso.

Este método permite obter os parâmetros de elasticidade dinâmicos, quando se utilizam transdutores que permitem a medição das velocidades das ondas P e S (V_p e V_s). Estas foram determinadas neste trabalho, em alguns provetes com transdutores de 1 MHz e de acordo, com o procedimento descrito no Capítulo 5.

Com os valores das velocidades das ondas elásticas (V_p e V_s), assim como, com os valores da massa volúmica aparente, considerados para os xistos e grauvaques da Auto-estrada do Sul, A2 e da barragem do Funcho (Quadros 4.11 e 4.12), foi calculado o módulo de elasticidade dinâmico (E_d), para os materiais estudados de acordo com a seguinte equação:

$$E_d = \gamma_a V_s^2 \frac{(3V_p^2 - 4V_s^2)}{(V_p^2 - V_s^2)} \quad (6.2)$$

onde:

- γ_a - massa volúmica aparente (em kg/m^3);
- V_p - velocidade da onda longitudinal ou primária, P (em m/s);
- V_s - velocidade da onda transversal ou secundária, S (em m/s).

É típico que E_d seja maior do que o módulo de deformabilidade determinado nos ensaios de deformabilidade, uma vez que no ensaio dinâmico a resposta do material à curta duração da deformação para um patamar baixo da tensão aplicada é, essencialmente, de natureza elástica (Clark, 1966).

A análise dos resultados dos cálculos de E_d revela a existência de alguns valores anómalos que podem estar relacionados por um lado, com o facto de terem sido considerados no cálculo deste parâmetro, os valores de referência da massa volúmica aparente, determinados para os dois litótipos, de cada uma das referidas amostragens e adoptados para a generalidade dos provetes, em vez de serem utilizados nos cálculos os valores da massa volúmica aparente determinados para cada um dos provetes.

Assim, sabendo que existe uma relação entre V_S e V_P , segundo a qual V_S é cerca de $2/3$ de V_P (Johnson & Degraff, 1988), optou-se por não considerar os valores V_P e V_S determinados nos provetes, em que se verificava uma relação entre as duas velocidades, muito diferente da referida anteriormente.

Os valores de E_d mostram a mesma tendência verificada em relação aos valores de E , ou seja os xistos apresentam valores médios de E_d mais baixos (aproximadamente 37600 MPa) do que os grauvaques (aproximadamente 53200 MPa). Verifica-se ainda a tendência para os valores de E_d serem mais elevados nos materiais de fácies mais grauvacóide sendo cerca de 27600 MPa nos materiais X/G e cerca de 39700 MPa nos materiais G(X).

Considerando as velocidades das ondas P, determinadas com os transdutores 75 KHz, verifica-se que a natureza mais compacta dos grauvaques, em relação aos xistos, é traduzida pelos valores das velocidades das ondas elásticas. Assim, os grauvaques apresentam um valor médio da ordem de 5200 m/s e os xistos um valor médio da ordem de 4100 m/s.

Constata-se, geralmente, que nos xistos o valor médio de V_P aumenta quando a proporção de material de fácies grauvacóide é maior na amostra (cerca de 3600 m/s para X(G); cerca de 3800 m/s para X/G e cerca de 4300 m/s para G(X)).

5.5.3 - Influência da anisotropia no comportamento mecânico

A palavra anisotropia provém de duas palavras gregas “*anisos*” (que significa desigual) e “*tropos*” (que significa direcção).

As rochas ígneas têm uma natureza mais isotrópica, quando comparadas com as rochas sedimentares e metamórficas, mas à escala do maciço rochoso, quando ocorre intensa fracturação do material rochoso, as rochas ígneas podem adquirir um comportamento anisotrópico. As rochas sedimentares podem ser isotrópicas ou anisotrópicas dependendo da ocorrência de variações no tipo e granulometria dos grãos minerais, constituindo estruturas planares tais como, a estratificação ou a laminação. As rochas metamórficas são em regra, anisotrópicas, devido às estruturas planares que se desenvolvem pela acção das elevadas pressões e temperaturas que presidem à sua origem.

Deste modo, algumas rochas sedimentares e a maioria das rochas metamórficas tais como, por exemplo, arenitos, siltitos, argilitos, xistos argilosos, filitos, ardósias, micaxistos e gneisses apresentam um comportamento mecânico e hidráulico anisotrópico devido à ocorrência de

diversos tipos de foliação (laminação, estratificação, clivagem de fluxo, clivagem de fractura, xistosidade, gnaissosidade, etc.).

Um dos factores que mais condicionam o comportamento geomecânico das rochas, assim como, dos maciços rochosos é a anisotropia. Um corpo ou material é considerado anisotrópico, quando a mesma propriedade apresenta valores diferentes consoante a direcção em que é medida, ou seja, um material anisotrópico é aquele cuja grandeza das propriedades depende da direcção, em que estas são estudadas ou medidas. Caso contrário, trata-se de um material isotrópico. Contudo, os materiais perfeitamente isotrópicos, são muito raros na natureza.

Os turbiditos do FBA são materiais heterogéneos e anisotrópicos, em particular, os de fácies pelítica. Esta anisotropia que se verifica nos valores das propriedades geotécnicas, consoante a direcção considerada, resulta das condições de génese destes materiais rochosos.

Estas rochas, de origem sedimentar, após a deposição, compactação e litificação dos sedimentos transportados pelas correntes turbidíticas, na bacia de deposição sofreram a acção de agentes de metamorfismo, nomeadamente pressões, tanto hidrostáticas como dirigidas, e temperaturas, que num ambiente de baixo grau de metamorfismo, causaram transformações texturais e estruturais, principalmente nos materiais pelíticos, produzindo uma foliação bem marcada e penetrativa.

Verifica-se a ocorrência de anisotropia ainda que, em regra, incipiente nos grauvaques do FBA, devido aos episódios de metamorfismo de baixo grau que afectaram estas rochas sedimentares arenáceas, durante a sua história geológica. Nos grauvaques estudados, a anisotropia quando ocorre, corresponde em regra, a uma estrutura planar não penetrativa, materializada, tanto pelo alongamento dos grãos de quartzo, como pela ocorrência de filossilicatos de grão muito fino do tipo sericítico, pela qual é fácil a divisão da rocha (clivagem de fractura). É frequentemente designada, no presente trabalho, por estrutura ou foliação (s.l.).

No entanto, é nos xistos que a anisotropia é mais característica. De facto, os pelitos do FBA, apresentam sempre uma estrutura planar penetrativa, marcada por uma orientação preferencial relevante e fraca recristalização dos seus minerais constituintes, sobretudo dos filossilicatos (clivagem de fluxo), que lhes confere uma importante anisotropia de superfície. É frequentemente designada, no presente trabalho, por foliação ou xistosidade (s.l.).

Esta marcada anisotropia de superfície (Peres-Rodrigues, 1983), é comum em rochas e maciços rochosos sedimentares e metamórficos, preferencialmente orientados, como é o caso das rochas e maciços rochosos do FBA. Deste modo, verifica-se que os turbiditos do FBA, principalmente os xistos, são considerados corpos transversalmente isotrópicos, porque frequentemente apresentam uma estrutura com simetria axial, entendida como uma sobreposição de camadas de material rocha, consideradas isotrópicas, coincidentes com as orientações da xistosidade ou da estratificação. Por vezes, embora seja uma situação menos comum, ocorrem duas orientações preferenciais nestas rochas, quando a xistosidade e a estratificação não são coincidentes e ambas tenham acentuada relevância, originando uma estrutura com simetria ortótropa (Rocha, 1981).

O estudo da influência da anisotropia no comportamento geotécnico dos materiais estudados, nomeadamente na sua expansibilidade, foi descrito em 5.3.

Avalia-se em seguida, o efeito da anisotropia no comportamento mecânico das rochas do FBA. Com este objectivo os provetes extraídos das amostragens da A2 - Auto-estrada do Sul, e da barragem do Funcho, foram agrupados não só de acordo com a litologia (X(G), X/G, G(X), e G), mas também, com a orientação da foliação, definida pelo ângulo β que a foliação faz com o eixo axial do provete (Quadros 5.13 e 5.14).

Relativamente à orientação da foliação, consideram-se três orientações principais: i) orientação, aproximadamente, paralela ao eixo axial do provete; ii) orientação oblíqua ao eixo do provete; iii) orientação, aproximadamente, perpendicular ao eixo axial do provete.

Um dos primeiros trabalhos sobre a anisotropia no comportamento mecânico em rochas metamórficas e sedimentares com foliação, foi realizado por Donath (1964), e permitiu mostrar que a resistência à compressão σ_c , em rochas com uma orientação preferencial, varia com a orientação da foliação em relação ao eixo axial da amostra β . De acordo com as conclusões de Donath (1964), corroboradas noutros trabalhos (*e.g.* Hoek, 1964; Chenevert & Gatlin, 1965; Pomeroy *et al.*, 1971; Attewell & Sandford, 1974; Singh *et al.*, 1989; Laskaripour, 1998b), a resistência à compressão apresenta em regra, o seu valor mais elevado quando $\beta = 90^\circ$, e com menos frequência para $\beta = 0^\circ$. O valor mínimo de σ_c , ocorre para ângulos β entre 30° e 45° e sobretudo, para $\beta = 30^\circ$. Donath (1964), refere também que o comportamento anisotrópico da rocha era atenuado sob condições de compressão triaxial ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), com o aumento da pressão confinante ($p = \sigma_2 = \sigma_3$).

Tanto nos xistos, como nos grauvaques, verifica-se, em termos de valores médios, que a máxima resistência à compressão ocorre quando $\beta = 90^\circ$, ou seja, na direcção perpendicular à foliação (caso mais frequente), ou quando $\beta = 0^\circ$, ou seja, na direcção paralela à foliação (caso menos frequente). A resistência à compressão uniaxial média dos materiais estudados apresenta valores mínimos para ângulos β de 30° a 45° , entre o plano de foliação e a direcção da tensão aplicada (Quadros 5.13 e 5.14).

A Figura 5.24, ilustra a variação da resistência à compressão uniaxial (σ_c), com a orientação da foliação relativamente à direcção em que é aplicada a tensão (β), para os dois litótipos.

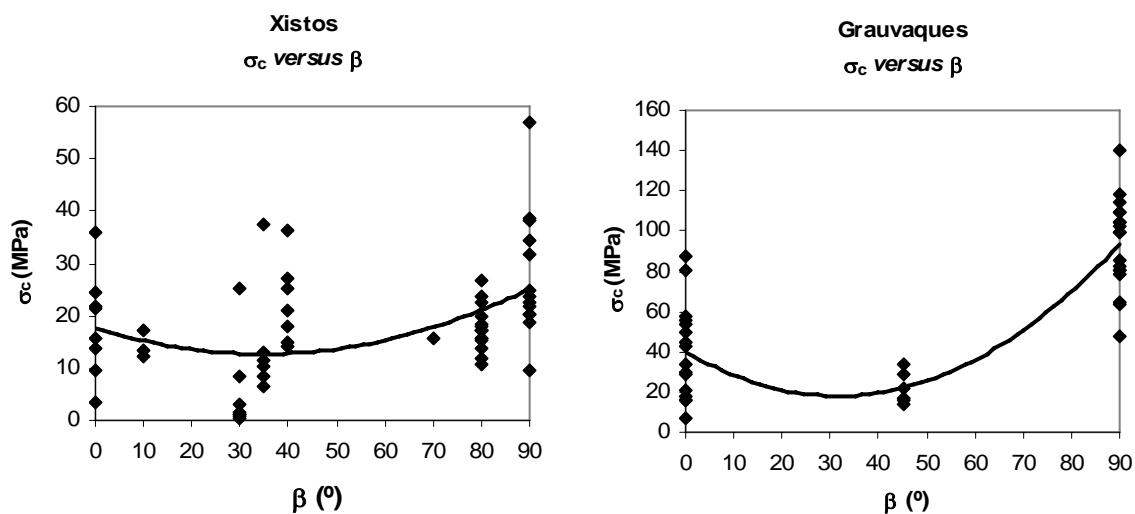


Fig. 5.24 – Variação da resistência à compressão uniaxial com a orientação da foliação nas amostras de xisto e de grauvaque.

Quadro 5.13 – Influência da anisotropia no comportamento mecânico dos xistos.

Amostra	Litologia	Orientação da foliação		Compressão uniaxial		$I_{s(50)}$ médio	Deformabilidade		Ultra-sons						
		descrição	β (°)	σ_c (MPa)			ν	E (MPa)	V_p (m/s)						
F01.06.01	X (G)	Oblíqua	30	1,03	$\mu_x = 2,05$ med. = 1,03 $\sigma_x = 2,00$ máx. = 3,08 mín. = 0,34	1,03	0,11	14548	3484	$\mu_x = 4080$ med. = 3776 $\sigma_x = 662$ máx. = 5449 mín. = 3484					
F01.06.02	X (G)		30	0,68											
F01.06.03	X (G)		30	1,03											
F01.11.01	X (G)		35	6,5											
F01.11.02	X (G)		30	0,34											
F01.07.01	X (G)		30	1,71											
F01.07.02	X (G)	30	3,08					4604							
S01.02.01	X (G)	Perpend.	80	11,98	$\mu_x = 15,4$ med. = 15,4 $\sigma_x = 3,72$ máx. = 20,19 mín. = 10,61	2,33	0,08	19293	1883	$\mu_x = 3005$ med. = 3181 $\sigma_x = 762$ máx. = 3915 mín. = 1883					
S01.02.02	X (G)		90	20,19											
S15.04.01	X (G)		90	18,82											
S15.04.02	X (G)		80	15,4											
S15.04.03	X (G)		80	10,61											
S15.06.01	X / G		10	12,32											
S15.06.05	X / G	10	13,34	2,4	0,08	19293	4296	$\mu_x = 28430$ med. = 28430 $\sigma_x = 9137$	$\mu_x = 4430$ med. = 4313 $\sigma_x = 178$ máx. = 4682 mín. = 4296						
S15.07.01	X / G	10	17,11												
F02.01.03	X / G	Oblíqua	30							8,6	$\mu_x = 13,8$ med. = 11,6 $\sigma_x = 5,97$ máx. = 25,3 mín. = 8,6	6,68	10009	5052	$\mu_x = 4170$ med. = 3699 $\sigma_x = 711$ máx. = 5052 mín. = 3443
F02.01.04	X / G		30							25,3					
S30.07.06	X / G		35							13,00					
S30.08.01	X / G		35							11,63					
S30.08.02	X / G		35	10,27											
S40.06.01	X / G		Perpendicular	90	20,19	$\mu_x = 23,55$ med. = 18,65 $\sigma_x = 9,19$ máx. = 38,32 mín. = 15,74	10,33	0,04	20841	3398					
S40.06.02	X / G	90		38,32											
S40.06.03	X / G	90		34,22											
S40.10.01	X / G	80		15,74											
S40.10.02	X / G	80		17,11											
S40.10.03	X / G	70		15,74											
S15.05.01	G (X)	Paralela	0	9,58	$\mu_x = 18,31$ med. = 18,65; $\sigma_x = 9,35$ máx. = 35,93 mín. = 3,42	2,4	41693	4691	$\mu_x = 41693$ med. = 41693 $\sigma_x = 0$	$\mu_x = 4657$ med. = 4684 $\sigma_x = 340$ máx. = 5024 mín. = 3890					
S15.05.02	G (X)		0	35,93											
S15.06.02	G (X)		0	21,56											
S15.06.03	G (X)		0	21,9											
S15.06.04	G (X)		0	24,64											
S15.07.02	G (X)		0	15,74											
S15.07.03	G (X)	0	13,69	3890	4875	4922	5360	5425	$\mu_x = 5089$ med. = 5072 $\sigma_x = 234$ máx. = 5425 mín. = 4724						
S15.07.04	G (X)	0	3,42												
F02.07.01	G (X)	35	8,6												
F02.07.02	G (X)	40	36,3												
F02.10.02	G (X)	35	37,3												
F02.11.01	G (X)	40	15,1												
F02.11.03	G (X)	40	14,0	2,44	30048	58724	4882	4724	5072						
F02.11.04	G (X)	40	25,3												
F02.11.05	G (X)	40	27,0												
F02.11.06	G (X)	40	21,2												
F02.11.08	G (X)	40	17,8												
S01.02.03	G (X)	90	9,58							2,16	11501	7571	2973	4521	3755
S01.04.02	G (X)	80	18,48												
S01.04.03	G (X)	80	18,14												
S01.04.04	G (X)	80	19,85												
S01.04.05	G (X)	90	21,9												
S01.04.06	G (X)	90	22,58												
S01.04.07	G (X)	90	23,61	6,2	16497	3641	2871	3456	$\mu_x = 3777$ med. = 3698 $\sigma_x = 802$ máx. = 5028 mín. = 2327						
S03.03.01	G (X)	80	17,11												
S03.03.02	G (X)	80	13,69												
S03.03.03	G (X)	80	26,69												
S03.03.04	G (X)	80	15,74												
S03.03.05	G (X)	90	31,82												
S03.03.08	G (X)	90	24,98	29017	54028	3928	4597	2936	5028						
S03.03.09	G (X)	80	17,11												
S04.06.01	G (X)	80	23,61												
S04.06.02	G (X)	90	38,67												
S04.06.03	G (X)	90	56,8												
S04.06.04	G (X)	80	22,58												

σ_c - Resistência à compressão uniaxial; $I_s(50)$ médio - valor médio do índice de resistência à carga pontual; ν - Coeficiente de poisson; E - Módulo de deformabilidade; β - ângulo entre a direcção da foliação e o eixo axial do provete; V_p - velocidade de propagação das ondas P; μ_x - média; med. - mediana; σ_x - desvio padrão; máx. - valor máximo; mín. - valor mínimo

Quadro 5.14 – Influência da anisotropia no comportamento mecânico dos grauvaques.

Amostra	Litologia	Orientação da foliação		Compressão uniaxial		$I_{s(50)}$ médio	Deformabilidade		Ultra-sons	
		descrição	β (°)	σ_c (MPa)			ν	E (MPa)	V_p (m/s)	
S27.04.01	Grauvaques com foliação	Paralela	0	21,21	$\mu_x = 40,16$; med. = 38,67; $\sigma_x = 22,51$ máx. = 57,83 mín.=6,84	2,95	0,02	69685	$\mu_x = 74571$; med. = 74571; $\sigma_x = 4886$	$\mu_x = 4829$ med. = 4734; $\sigma_x = 554$ máx. = 5676 mín = 3852
S27.04.02			0	16,08						
S27.05.03			0	6,84						
S27.05.04			0	17,45						
S27.05.05			0	15,74						
F02.11.02			0	44,5						
F02.11.07			0	55,8						
F02.11.09			0	43,1						
S30.07.01			0	49,27						
S30.07.02			0	29,08						
S30.07.03			0	53,72						
S30.07.04			0	57,83						
S30.07.05			0	34,22						
F01.08.01			0	80,4						
F01.08.02			0	87,3						
F01.08.03		0	30,1							
S22.02.01		Oblíqua	45	16,08	$\mu_x = 22,01$; med. = 19,68; $\sigma_x = 7,34$ máx. = 34,22 mín.=13,69	5,59	0,2	60222	$\mu_x = 5244$; med. = 5232; $\sigma_x = 107$ máx. = 5427 mín.=5110	
S22.02.02			45	26,74						
S22.02.03			45	17,11						
S22.02.04			45	34,22						
S22.02.05			45	22,24						
S22.02.06			45	13,69						
S04.03.01		Perpendicular	90	109,5	$\mu_x = 93,58$; med. = 99,23; $\sigma_x = 22,06$ máx. = 140,29 mín.=47,22	17,16	0,01	63860	$\mu_x = 63509$; med. = 63860; $\sigma_x = 2184$	$\mu_x = 5468$; med. = 5487; $\sigma_x = 97$ máx. = 5690 mín=5309
S04.03.02			90	140,29						
S04.03.03			90	99,23						
S04.03.04			90	104,36						
S04.03.05			90	85,54						
S04.03.06			90	99,23						
S04.03.07			90	80,41						
S04.03.08			90	118,05						
S04.03.09			90	102,65						
S04.03.10			90	114,63						
S04.03.11			90	65,01						
S04.03.12			90	109,5						
S04.04.01			90	47,22						
S04.04.02	90		78,7							
S04.04.03	90	80,41								
S04.04.04	90	63,3								
S04.04.05	90	82,12								
S04.04.06	90	104,36								

σ_c - resistência à compressão uniaxial; $I_{s(50)}$ médio - valor médio do índice de resistência à carga pontual; ν - coeficiente de poisson; E - módulo de deformabilidade; β - ângulo entre a direcção da foliação e o eixo axial do provete; V_p - Velocidade de propagação das ondas P; μ_x - média; med. - mediana; σ_x - desvio padrão; máx. - valor máximo; mín. - valor mínimo

Verifica-se que, em regra, a curva de variação tem uma forma côncava, virada para cima, com valores máximos de σ_c para $\beta= 90^\circ$ e, por vezes, $\beta= 0^\circ$ e mínimos para $30^\circ < \beta < 45^\circ$. Esta forma da curva de variação de σ_c com β , traduz o comportamento anisotrópico, quanto à resistência à compressão dos materiais metasedimentares estudados, e vem corroborar os resultados obtidos por outros autores, em rochas similares, nomeadamente, em filitos (Singh, 1988; Singh *et al*, 1989), ardósias (Donath, 1964; Attewell & Sandford, 1974), e xistos argilosos (Chenevert & Gatlin, 1965).

O tipo de rotura nas amostras estudadas varia com a orientação da foliação β , verificando-se em regra, a ocorrência de três tipos de rotura distintos tais como: i) rotura por extensão segundo fracturas axiais aproximadamente paralelas à foliação quando $0^\circ < \beta < 10^\circ$; ii) rotura

por deslizamento ao longo dos planos de foliação, quando $30^\circ < \beta < 45^\circ$; iii) rotura por corte, segundo fracturas com orientação entre 20° e 30° com a direcção da tensão axial, intersectando a foliação, quando $80^\circ < \beta < 90^\circ$.

A razão de anisotropia da resistência à compressão uniaxial, definida como o quociente entre o valor médio máximo e o valor médio mínimo da resistência à compressão uniaxial consoante a orientação da foliação, foi calculada para os dois litótipos.

Considerando a totalidade das amostras de xisto, obtém-se um valor 3,5 para a razão de anisotropia. Os grauvaques, apresentam o valor 4,3 para a razão de anisotropia.

Verifica-se também, grande anisotropia quanto à deformabilidade. Devido às maiores deformações se registarem na direcção perpendicular à foliação $\beta = 90^\circ$ e as menores na direcção paralela e oblíqua à foliação, verifica-se que o módulo de deformabilidade apresenta, em regra, o seu menor valor para a orientação $\beta = 90^\circ$, e os valores mais altos, para $\beta = 0^\circ$ e $30^\circ < \beta < 45^\circ$ (Quadros 5.13 e 5.14). Laskaripour (1998b), em argilitos e siltitos laminados, apresenta conclusões semelhantes sobre a variação do módulo de deformabilidade com a orientação da foliação.

Loureiro-Pinto (1973), num estudo sobre a deformabilidade de rochas de fácies xistosa, conclui que estes materiais rochosos têm o comportamento de um corpo transversalmente isotrópico, e por isso, a sua deformabilidade é definida por cinco constantes elásticas independentes. Loureiro-Pinto (1973), refere que a análise das variações do módulo de deformabilidade com a orientação da foliação, permitiu verificar em algumas rochas xistosas, o valor mínimo do módulo de deformabilidade não coincidia com a direcção perpendicular à foliação $\beta = 90^\circ$, tendo sido verificado para orientações intermédias entre $\beta = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$.

Tomando o ensaio de compressão uniaxial como o ensaio padrão, foi avaliado o grau de sensibilidade dos dois ensaios índice, o ensaio de carga pontual e a velocidade de propagação de ultra-sons, à anisotropia dos materiais rochosos do FBA.

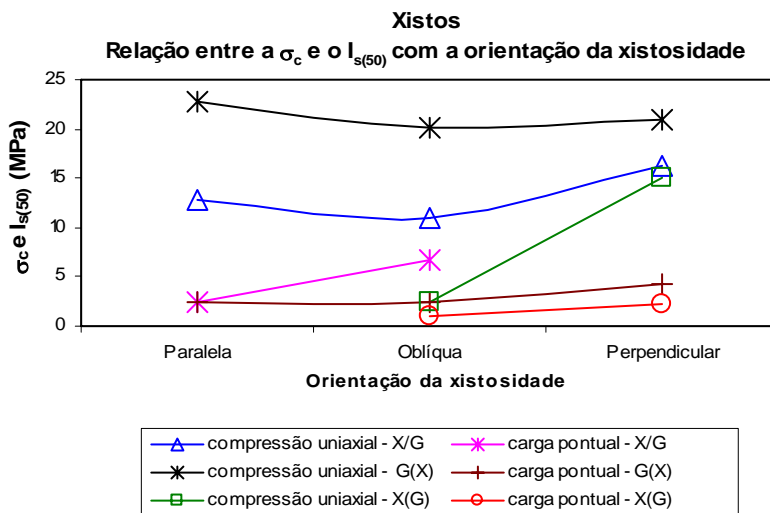


Fig. 5.25 – Sensibilidade do ensaio de carga pontual à anisotropia, nos xistos.

Relativamente ao ensaio de carga pontual, verifica-se que, no caso dos materiais pelíticos, X(G), X/G, e G(X), existe, para as orientações da foliação consideradas, uma relativa correspondência, embora não muito significativa, entre os resultados obtidos no ensaio de compressão uniaxial e no ensaio de carga pontual (Figura 5.25).

Nos grauvaques, a correspondência entre os

dois parâmetros mecânicos determinados (σ_c e $I_{s(50)}$) é mais significativa como mostra a Figura 5.26. Este facto, está relacionado com o grau de heterogeneidade da rocha, o qual é bastante mais acentuado nas amostras de xisto do que nas amostras de grauvaque.

Como foi referido em 5.5.1, os valores do factor de correlação, κ , entre o índice de resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial (equação 5.1), apresentam uma acentuada dispersão, originada pelo comportamento anisotrópico que caracteriza as rochas do FBA.

Alguns autores como por exemplo, Chau & Wong (1996), salientam que o factor de correlação κ , é bastante influenciado pela anisotropia da rocha. Greminger (1982) e Forster (1983), demonstraram que o valor de correlação 24 para κ não é adequado, para rochas anisotrópicas, ou seja, κ depende do grau de anisotropia das rochas. Taylor & Spears (1981), referem que existe uma grande variação do valor $I_{s(50)}$, em rochas silto-argilosas, como é o caso dos xistos argilosos do FBA. Como mostra o Quadro 4.15, nas amostras em que foi possível determinar o índice de anisotropia de resistência à carga pontual ($I_{a(50)}$), definido como a razão entre os valores médios de $I_{s(50)}$ determinados na direcção perpendicular e paralela à foliação, ou seja, entre o maior e o menor valor de $I_{s(50)}$ (ISRM,1985), verificou-se que o factor de correlação κ , entre $I_{s(50)}$ e σ_c , apresenta uma tendência para aumentar quando diminui o índice de anisotropia, indiciado pelo valor de $I_{a(50)}$ (Figura 5.27).

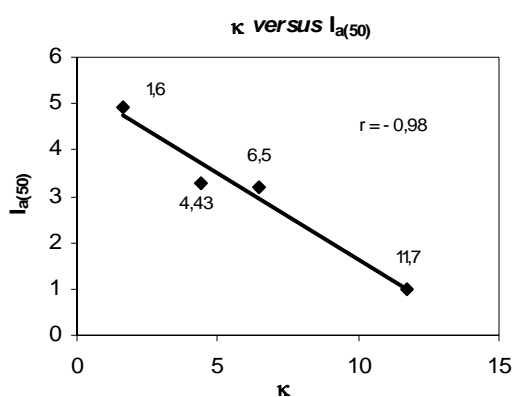


Fig 5.27 – Relação entre κ e $I_{a(50)}$ para as rochas estudadas.

Relativamente aos grauvaques, verifica-se que os valores de velocidade das ondas elásticas longitudinais (V_p), nos três grupos de provetes com orientações distintas da estrutura, são muito semelhantes, o que não permite uma adequada distinção entre os grupos de materiais referidos (Figura 5.28).

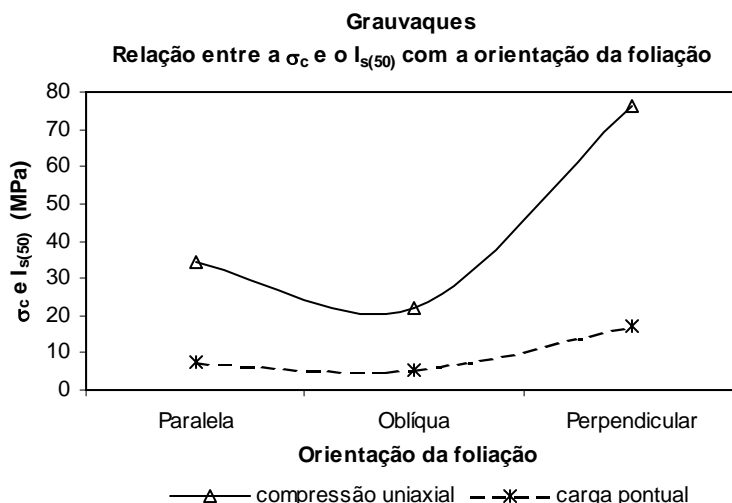


Fig. 5.26 – Sensibilidade do ensaio de carga pontual à anisotropia nos grauvaques.

Deste modo, julga-se que o ensaio de carga pontual, é um ensaio sensível à anisotropia dos materiais turbidíticos do FBA, embora a sua eficácia seja menor nas amostras com heterogeneidade mais acentuada, caracterizadas por frequentes alternâncias litológicas, entre fácies pelíticas e fácies grauvacóides.

A avaliação da sensibilidade do ensaio dinâmico de propagação de ultra-sons, em relação à foliação dos materiais estudados, foi feita tomando o ensaio de compressão uniaxial como ensaio padrão e analisando, comparativamente, os resultados obtidos nos dois ensaios, em termos percentuais.

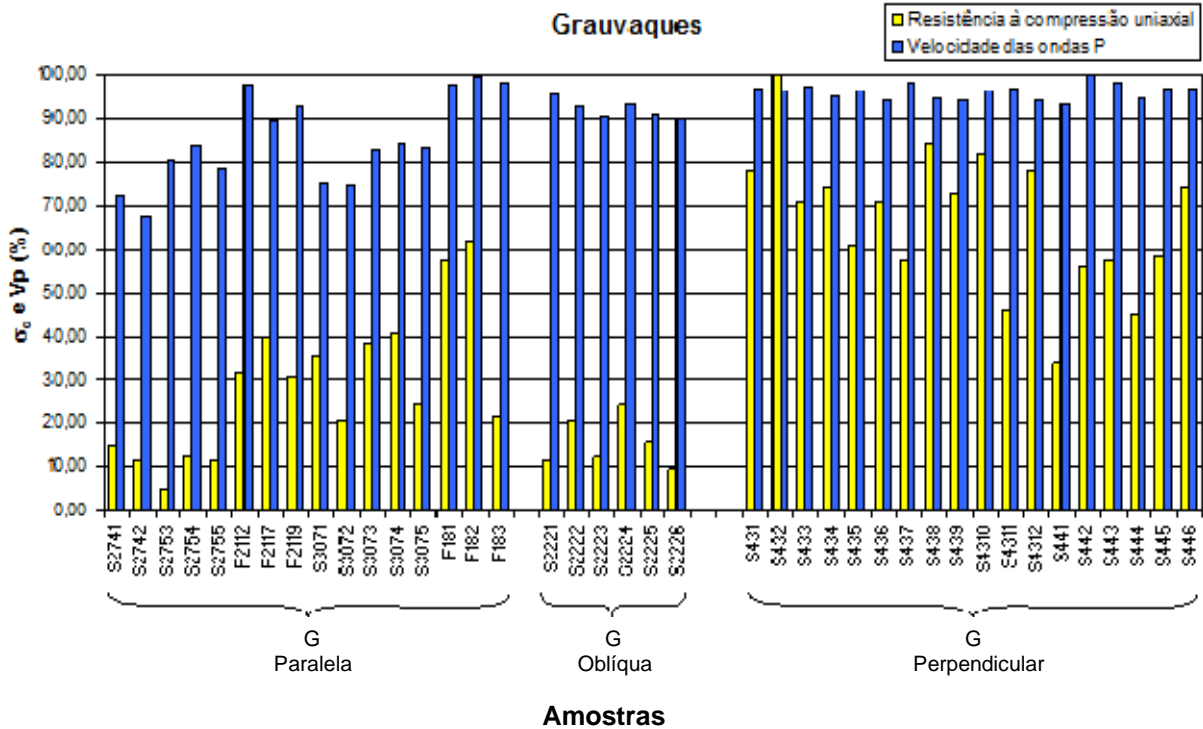


Fig. 5.28 – Sensibilidade dos ultra-sons na avaliação da orientação da anisotropia nos grauvaques

No entanto, os resultados dos ensaios dinâmicos efectuados na amostra 10W1G, em 8 provetes paralelepípedicos preparados a partir de blocos de rocha grauvacóide, mostram que o ensaio de ultra-sons é sensível à orientação da estrutura e portanto à anisotropia da rocha (Quadro 4.17).

No caso dos xistos, verifica-se que, geralmente V_P , tem o seu valor máximo quando a xistosidade é paralela à direcção de propagação das ondas elásticas, e o seu valor mínimo quando a xistosidade é perpendicular à direcção de propagação das ondas elásticas. A anisotropia das rochas estudadas, principalmente dos xistos, indiciada pela variação da velocidade das ondas elásticas, com a orientação da foliação, vem corroborar os resultados obtidos por Mendes *et al.* (1981), em ensaios com ultra-sons nos materiais rochosos do FBA, em que V_P , variando entre 1000 e 5000 m/s, atingiu por vezes, na direcção paralela à foliação, o dobro do valor de V_P registado na direcção perpendicular à foliação.

Os valores de V_P , permitem nos vários tipos litológicos X(G), X/G e G(X), distinguir materiais com orientações diferentes da anisotropia (Fig. 5.29).

Conclui-se que o ensaio de propagação de ultra-sons, é adequado para a avaliação da anisotropia dos materiais estudados, em particular nos xistos, nos quais a anisotropia é mais marcada do que nos grauvaques. Nestes últimos, a anisotropia quando ocorre é, em regra, pouco acentuada, tornando difícil a sua avaliação por este método de ensaio.

Em ambos os litótipos, a sensibilidade deste ensaio índice na avaliação da anisotropia diminui, quando os materiais ensaiados apresentam uma grande heterogeneidade, podendo influenciar os resultados obtidos. De facto, a prática tem mostrado que os resultados deste método de ensaio podem ser igualmente influenciados, tanto pela anisotropia, como pela heterogeneidade do material rochoso.

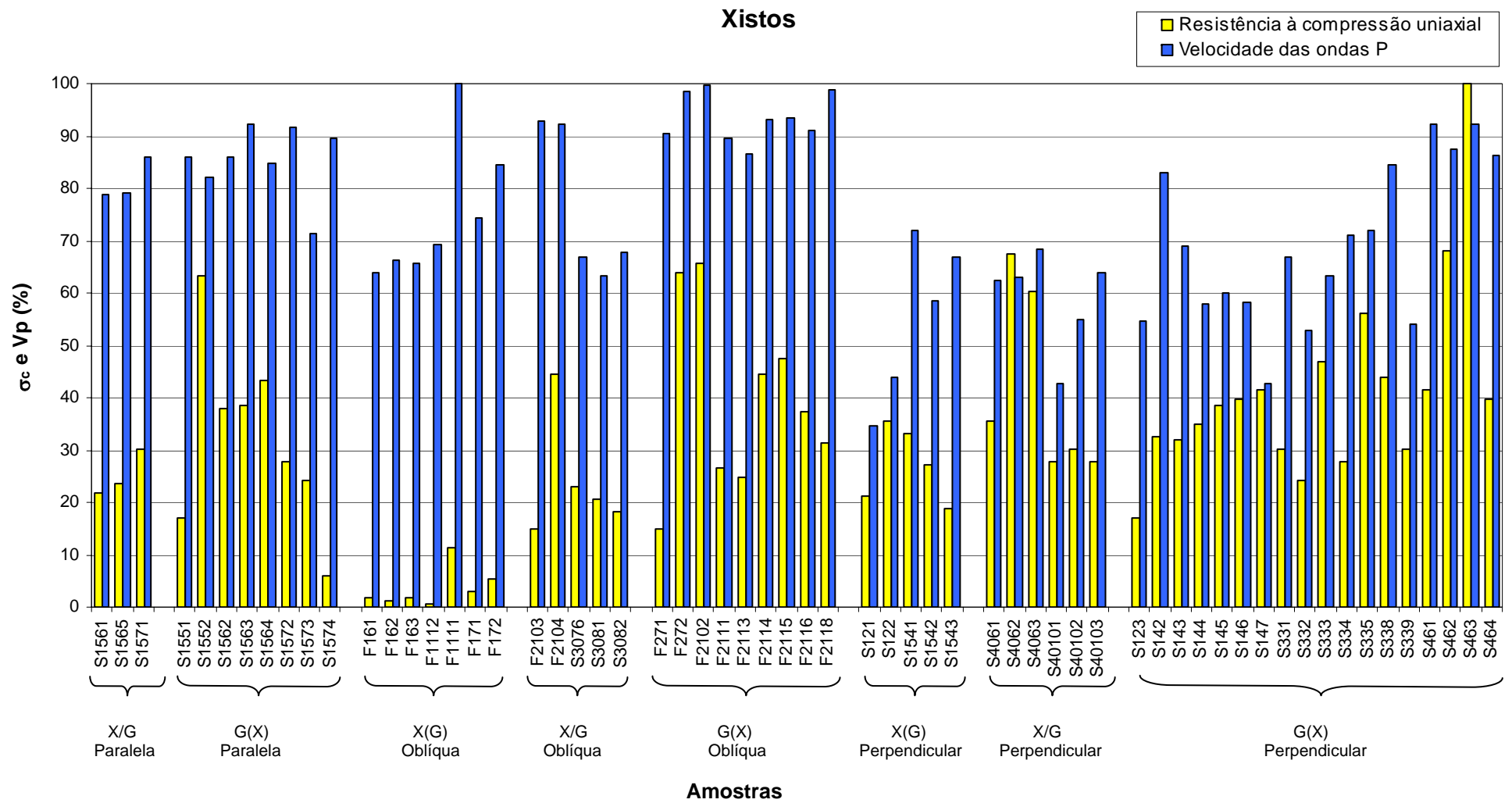


Fig. 5.29 – Sensibilidade dos ultra-sons à anisotropia nos xistos.

5.5.4 - Classificação quanto à resistência e deformabilidade

Classifica-se, em seguida, a resistência e a deformabilidade das rochas do FBA, com base nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial, realizados no presente trabalho.

Utilizaram-se duas classificações geotécnicas, a “*Basic Geotechnical Description*” (BGD), proposta pela ISRM (ISRM, 1981), assim como a classificação de Deere & Miller (1966).

A BGD já referida em 5.4.2, a propósito da descrição do estado de alteração das rochas do Flysch do Baixo Alentejo, tem como objectivo essencial a descrição geotécnica das rochas e maciços rochosos. Deste modo, ela tem em consideração as cinco características seguintes:

- i) A designação da rocha, com uma descrição geológica simplificada;
- ii) Duas características estruturais do maciço rochoso: a espessura das camadas e o espaçamento das fracturas;
- iii) Duas características mecânicas: a resistência à compressão uniaxial e o ângulo de atrito das fracturas.

A terminologia adoptada, assim como as classes propostas para a descrição dos materiais, de acordo com os dois parâmetros mecânicos (resistência à compressão uniaxial e ângulo de atrito), são apresentados nos Quadros 5.15 e 5.16 respectivamente.

Quadro 5.15 – Classes de resistência à compressão uniaxial propostas pela BGD (ISRM,1981).

Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Classe		Descrição	
> 200	S ₁	S ₁₋₂	muito elevada	elevada
60 - 200	S ₂		elevada	
20 - 60	S ₃	S ₃	moderada	moderada
6 - 20	S ₄	S ₄₋₅	baixa	
< 6	S ₅		muito baixa	baixa

De acordo com os critérios adoptados na BGD, descreve-se no Quadro 5.17, a resistência à compressão das rochas estudadas em termos de valores médios da resistência. No caso dos materiais anisotrópicos como sucede com os xistos e alguns grauvaques, são considerados os valores da resistência, obtidos nas duas direcções em que se registaram os valores máximo e mínimo.

Quadro 5.16 – Classes quanto ao ângulo de atrito propostas pela BGD (ISRM,1981).

Ângulo de atrito (°)	Classe		Descrição	
> 45	A ₁	A ₁₋₂	muito elevado	elevado
35 - 45	A ₂		elevado	
25 - 45	A ₃	A ₃	moderado	moderado
15- 25	A ₄	A ₄₋₅	baixo	
< 15	A ₅		muito baixo	baixo

O ângulo de atrito de algumas descontinuidades, em xisto e em grauvaque, determinados nos ensaios de deslizamento de diaclases, são descritos de acordo com as classes adoptadas na BGD para o parâmetro de resistência ao corte (Quadro 5.18).

Quadro 5.17 – Classificação quanto à resistência à compressão uniaxial, das rochas estudadas, em termos dos seus valores médios e de acordo com a BGD (ISRM, 1981).

	Litologia	Orientação da foliação β (°)	Compressão uniaxial	Descrição
			σ_c média (MPa)	
XISTOS	X(G)	oblíqua	2,1	S ₅ – Resistência muito baixa
	X(G)	perpendicular	15,4	S ₄ – Resistência baixa
	X/G	paralela	14,3	S ₄ – Resistência baixa
	X/G	oblíqua	13,8	S ₄ – Resistência baixa
	X/G	perpendicular	23,6	S ₃ – Resistência moderada
	G(X)	paralela	18,3	S ₄ – Resistência baixa
	G(X)	oblíqua	22,5	S ₃ – Resistência moderada
	G(X)	perpendicular	23,5	S ₃ – Resistência moderada
	total		18,3	S ₄ – Resistência baixa
GRAUVAQUES	G	paralela	40,2	S ₃ – Resistência moderada
	G	oblíqua	22,0	S ₃ – Resistência moderada
	G	perpendicular	93,6	S ₂ – Resistência elevada
	G	sem anisotropia	74,1	S ₂ – Resistência elevada
		total		66,7

Os materiais rochosos estudados foram também classificados, segundo a classificação proposta Deere & Miller (1966), pelo facto de se tratar de um esquema classificativo sensível à litologia, textura e anisotropia da rocha.

Quadro 5.18 – Classificação quanto ao ângulo de atrito das descontinuidades das rochas estudadas, de acordo com a BGD.

Litologia	Ângulo de atrito (°)	Descrição
Xistos	20,7 - 39,4	A ₄ a A ₂ - Atrito baixo a elevado
Grauvaques	35,8 - 43,9	A ₂ – Atrito elevado

Trata-se de uma classificação bidimensional das rochas, baseada nos valores da resistência à compressão uniaxial (σ_c), e nos valores do quociente E_t/σ_c designado por “razão de módulos” (“*modulus ratio*”), onde E_t é o módulo de elasticidade tangente a 50% da tensão de rotura. No Quadro 5.19 apresenta-se uma síntese da classificação proposta.

Para uma descrição completa da rocha é necessário tanto a utilização das classes de resistência (A, B, C, D, ou E), como a “razão de módulos”: elevada (H), baixa (L), e M, para uma média “razão de módulos”).

Na Figura 5.30, apresenta-se o diagrama proposto pelos referidos autores, no qual, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade estão colocados, respectivamente, no eixo das abcissas e no eixo das ordenadas, ambos em escala logarítmica.

Quadro 5.19 – Classificação dos materiais rochosos, proposta por Deere & Miller (1966).

I – Baseada na resistência à compressão		
Classe	Descrição	Resistência à compressão uniaxial (MPa)
A	Resistência muito elevada	> 200
B	Resistência elevada	100 – 200
C	Resistência moderada	50 – 100
D	Resistência baixa	25 – 50
E	Resistência muito baixa	< 25
II – Baseada na razão dos módulos		
Classe		(E_t / σ_c)
H	Elevada razão de módulos	> 500
-	Média razão de módulos	200 – 500
L	Baixa razão de módulos	< 200

E_t - Módulo de elasticidade tangente a 50% da tensão de rotura;
 σ_c - resistência à compressão uniaxial

As classes de resistência de A a E são indicadas. Os declives das linhas rectas a tracejado (200:1 e 500:1), representam os lugares geométricos em que a relação E_t/σ_c é de 200 e 500, ou seja as fronteiras dos três domínios considerados para aquela relação. Os materiais classificados na área delimitada entre estes dois valores da “razão de módulos”, constituem a maioria das rochas magmáticas compactas, com pequena ou nenhuma anisotropia e com textura equigranular, *e.g.*, doleritos, granitos, basaltos, quartzitos e ainda outro tipo de rochas, tais como, alguns calcários, dolomitos e arenitos. A classificação das rochas com “razão de módulos” média, consiste apenas na classe de resistência (A, B, C, D, E), sem referência à “razão de módulos”, *e.g.*, B, BH, BL etc.

Os materiais rochosos estudados, estão representados na Figura 5.30 sob a forma de pontos com uma simbologia de acordo com a litologia do material (X(G), X/G, G(X) e G), com a orientação da anisotropia ($\beta= 0^\circ$, $30^\circ < \beta < 45^\circ$, $\beta= 90^\circ$).

Verifica-se que os xistos e os grauvaques, pelas suas características mecânicas distintas permitem definir no diagrama duas áreas bem diferenciadas, onde os xistos de granulometria mais fina, menos densos e resistentes e, sobretudo, bastante mais anisotrópicos do que os grauvaques, são classificados como materiais EH e, com menos frequência, como materiais DH, ou seja, rochas de resistência muito baixa a baixa e, alta “razão de módulos”. Na Figura 5.30 estão delimitados pela linha (— — —). Os grauvaques são classificados como materiais CH e, com menos frequência, como materiais BM, ou seja, materiais com resistência média a alta e alta a média “razão de módulos”. Na figura anteriormente referida, estão delimitados pela linha (— · · —).

A elevada dispersão observada nos xistos é devida à influência da anisotropia na resistência destes materiais rochosos. Os xistos, com orientação da anisotropia paralela ($\beta= 0^\circ$), ou aproximadamente paralela, à direcção da tensão aplicada $30^\circ < \beta < 45^\circ$, são materiais EH, ou seja, materiais de resistência muito baixa e alta “razão de módulos”, os quais, na sua maioria, definem uma mancha delimitada, na Figura 5.30, pela linha (— · — ·).

Os xistos com orientação de anisotropia perpendicular à direcção da tensão aplicada ($\beta= 90^\circ$, são classificados como materiais EH, ou seja, materiais de resistência baixa e alta “razão de módulos” e, em algumas amostras como materiais DH, (resistência baixa e alta “razão de módulos”), com tendência para apresentarem uma “razão de módulos” média. Definem uma mancha delimitada, na Figura 5.30 pela linha (·······).

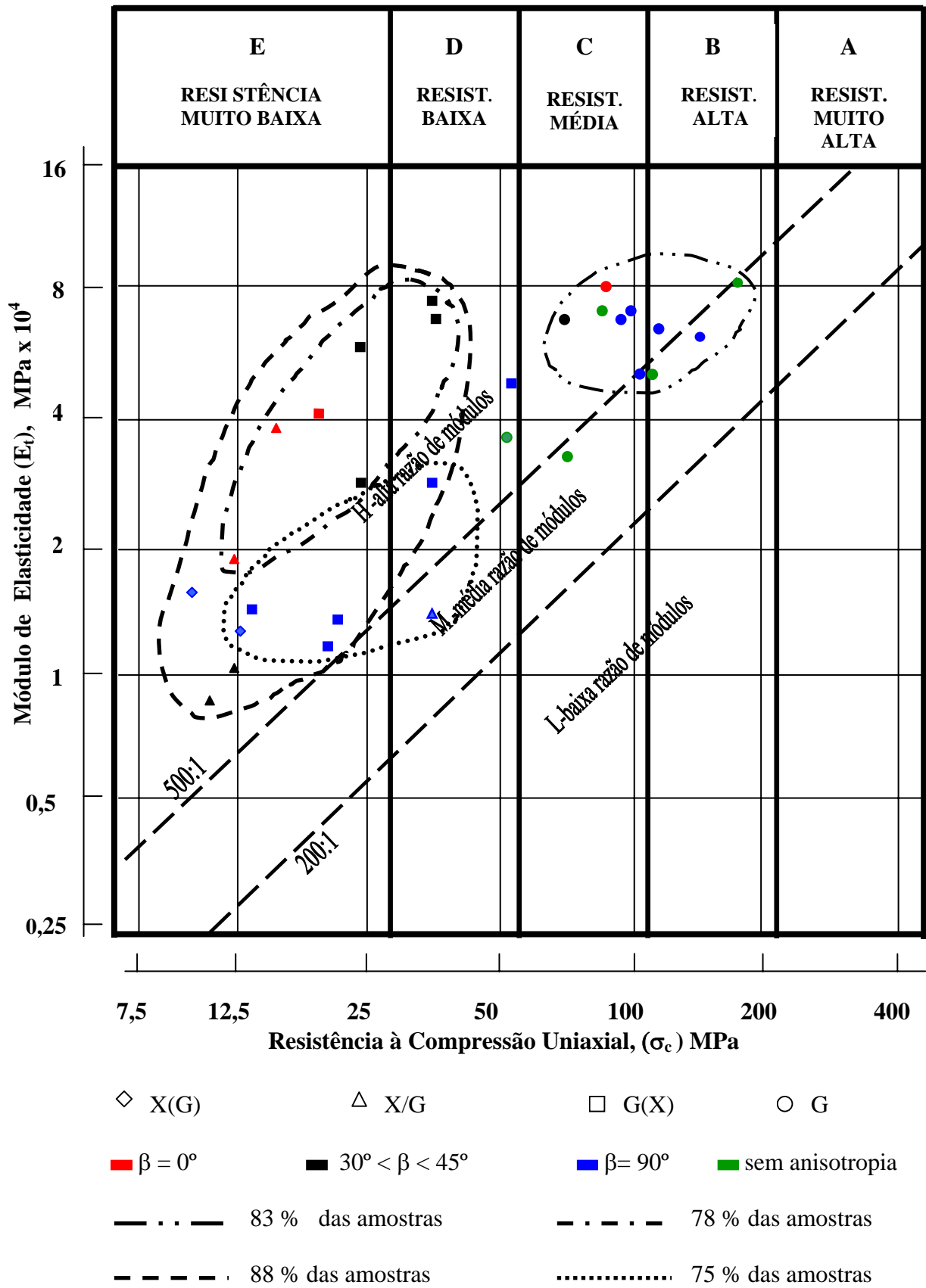


Fig. 5.30 – Diagrama de Deere & Miller com a representação das amostras estudadas (adaptado de Deere & Miller, 1966).

Resultados coligidos

Para além dos resultados obtidos ao longo da investigação conduzida para o presente trabalho, foram ainda coligidos, no que respeita à resistência e deformabilidade dos materiais rochosos do FBA, vários outros resultados em relatórios geológicos-geotécnicos para apoio ao projecto de execução de obras implantadas, recentemente, no FBA: A2-A/M – Auto-Estrada do Sul – sublanço Almodôvar / S. Bartolomeu de Messines (BRISA, 1999a); A2-CV/A - Auto-Estrada do Sul – sublanço Castro Verde / Almodôvar (BRISA, 1999b); TOB – Ensaios laboratoriais para o túnel Odeleite/Beliche, Nota técnica, LNEC (DGRAH, 1986); TRI – Torre do Radar do Inag no Ameixial, Nota técnica (INAG, 1999), assim como, em Rodrigues-Carvalho (1981), onde está reunido um vasto conjunto de dados geotécnicos, sobre as mais importantes obras de engenharia construídas no nosso País até 1981, nomeadamente, os dados geomecânicos sobre os maciços rochosos interessados por algumas obras de engenharia importantes, implantadas no FBA, (barragem do Funcho (BF); túnel Funcho-Benaciate (TFB); túnel Santa Clara- Monte da Rocha (TSC/MR); o túnel Sado-Morgavel (TSM)).

Os dados coligidos, apresentados no Quadro 5.20, vêm na generalidade, corroborar os resultados obtidos neste estudo, sobre o comportamento geomecânico diferente dos dois litótipos predominantes no FBA, nomeadamente, a resistência mais elevada, quer ao corte, quer à compressão e, menor deformabilidade dos grauvaques em relação aos xistos.

5.5.5 - Características geomecânicas dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo

Como já foi referido anteriormente, os maciços rochosos do FBA, são muito heterogéneos e anisotrópicos. Tal deve-se não apenas, à sua grande complexidade estrutural, mas também, à alternância de xistos e grauvaques, por vezes finamente estratificados, com propriedades geomecânicas distintas.

Deste modo a realização de ensaios *in situ*, nomeadamente os que interessam grandes volumes, é importante na caracterização geotécnica destes maciços rochosos, os quais, pelas características referidas, são muito sensíveis ao efeito de escala.

Como não foi possível realizar ensaios *in situ* em volumes representativos do maciço rochoso, procedeu-se a uma compilação de dados de ensaios *in situ* efectuados para apoio ao projecto de execução de algumas obras de engenharia implantadas no FBA.

No Quadro 5.21 apresenta-se uma comparação entre os valores do módulo de deformabilidade determinado *in situ* ($E_{in situ}$) e o módulo de deformabilidade determinado em laboratório (E_{lab}), em dois locais estudados neste trabalho, a barragem do Funcho (BF), e a Torre do Radar do INAG no Ameixial (TRI).

Na barragem do Funcho a deformabilidade do maciço foi determinada a partir de 5 ensaios realizados em galerias escavadas no maciço, nas duas margens do Rio Arade, com dois macacos planos de grande área (LFJ), do LNEC, sendo a área carregada em cada ensaio de 2,3m², com aplicação de 3-4 ciclos de carga, até uma pressão máxima de 3MPa, na margem esquerda e 1 MPa na margem direita (Rodrigues-Carvalho, 1981).

Quadro 5.20 – Dados coligidos sobre características mecânicas das rochas do Flysch do Baixo Alentejo.

Estudo/ Local	Litologia	Formação Geológica	$I_{s(50)}$ (MPa)	σ_c (MPa)	E (MPa)	Deslizamento diaclases		Corte directo rochas	
						c_a (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	ϕ (°)
A2-AM	Grauvaque	H _{Mi}	4,5 (W ₂ /W ₃)	25,8 (W ₂ /W ₃)					
	Xisto grauvacóide	H _{Mi}	1,4 a 2,3 (W ₂) (W ₁₋₂)	14,7 (W ₂ /W ₁₋₂)					
	Xisto	H _{Mi}	0,8 (W ₁₋₂) (n _{total} =40)	4,7 (W ₂ /W ₁₋₂) (n _{total} =15)					
A2- CV/A	Grauvaque	H _{Mt} / H _{Mi}		83	49292				
	Xistos e grauvaques intercalados	H _{Mt} / H _{Mi}		7-62 (n _{total} =13)	2316 - 10520 (n _{total} =13)				
TOB	Grauvaque	H _{Mt} / H _{Mi}	2,22 - 12,50 (W ₄ /W ₃) (W ₁₋₂) (n=9)	29,4 - 94,9 (W ₃) (W ₁₋₂) (n=8)	36400-59200 (W ₃) (W ₁₋₂) (n=8)	0,15 *	24 *		
	Grauvaques c/ intercal. de xistos	H _{Mt}	0,48 – 3,72 (W ₁₋₂) (n=3)	33,2 – 85,5 (W ₁₋₂) (n=4)	15000-41700 (W ₁₋₂) (n=4)	0,10 (n=1)	42 (n=1)		
	Xistos c/ intercalações grauvaques	H _{Mi}	0,44 – 5,36 (W ₁₋₂) (n=6)	48,2 – 83,8 (W ₁₋₂) (n=5)	15400-26700 (W ₁₋₂) (n=5)	0,12 (n=4)	28 (n=4)		
BF	Xisto	H _{Br}		90 – 180 (n=12)	62000-82000 (n=12)	0,21-0,59 (n=12)	30-44 (n=12)	2,9 (n=4)	69 (n=4)
	Xisto argiloso	H _{Br}		15 – 61 (n=12)	8000- 51000 (n=12)	0,09-0,45 (n=6)	23 – 28 (n=6)	1,05 (n=3)	42 (n=3)
TFB	Grauvaque	H _{Br}	4,4 – 12,5 (n=2)	117 – 222 (n=2)	74100-77800 (n=2)				
	Xisto grauvacóide	H _{Br}	1,6 – 3,7 (n=4)	9 – 87 (n=9)	4300 – 7250 (n=9)				
T SC/MT	Grauvaque	H _{Mt} / H _{Mi}		13 -83 (n=5)	7000- 52000 (n=5)				
	Xistos c/ intercalações Grauvaques	H _{Mt} / H _{Mi}		14 – 75 (n=6)	5000-28000 (n=6)				
TSM	Xisto (W ₁₋₂ /W ₃)	H _{Mi}		12 – 49,7 (n=13)	2834-64025 (n=13)				
	Xisto (W ₄)	H _{Mi}		1,8 – 13,7 (n=7)	546 – 3460 (n=7)				
TRI	Xisto grauvacóide	H _{Mi}		20,6 – 33,3 (n=2)	1924 – 9362 (n=2)				

c - coesão ϕ – ângulo de atrito c_a – coesão aparente $I_{s(50)}$ – Índice de resistência à carga pontual σ_c – resistência à compressão simples
E – modulo de deformabilidade H_{Br} – Formação da Brejeira H_{Mi} – Formação de Mira H_{Mt} -Formação de Mértola n – Número de ensaios n_{total} – Número total de ensaios * diaclases com enchimento

Na Torre do Radar do INAG, no Ameixial, a deformabilidade do maciço foi determinado por um ensaio de carga com placa realizado no terreno de fundação, sendo utilizado um macaco hidráulico de 200 KN de capacidade e uma placa de carga circular de 47,5 cm de diâmetro. O ensaio foi realizado com dez incrementos de carga de 20 KN cada e 5 decréscimos de carga de 40 KN cada (INAG, 1999).

Quadro 5.21 – Comparação entre os valores do módulo de deformabilidade *in situ* e o módulo de deformabilidade em laboratório, em dois locais estudados.

Local	Litologia	Formação geológica	Tipo de ensaio	E <i>in situ</i> (MPa)	E lab (MPa)
BF	Grauvaque Xistos	H _{Br}	LFJ	32000-45000	62000-82000 (*) 69700-75600 (**)
		H _{Br}	LFJ	1100-1300	8000-51000 (*) 7600-70100 (**)
TRI	Xisto Grauvacóide	H _{Mi}	Carga com placa	1347	1924-9362

(*)- *in* Rodrigues-Carvalho (1981) (**)- neste estudo

Verifica-se que à semelhança do que acontece à escala do material rocha, quando o maciço rochoso é constituído, essencialmente por grauvaques, apresenta uma deformabilidade menor, do que quando é constituído, predominantemente, por materiais pelíticos.

A anisotropia dos materiais rochosos do FBA, cuja influência nas propriedades mecânicas (sobretudo na resistência), foi evidenciada no estudo experimental realizado no âmbito do presente trabalho, reflecte-se, igualmente, à escala do maciço rochoso. Assim, nos Quadros 5.22 a 5.25, apresentam-se valores de resistência e de deformabilidade de maciços rochosos, com características semelhantes aos do FBA, obtidos em ensaios *in situ* realizados para apoio ao projecto de execução de alguns empreendimentos hidráulicos, sendo salientada a influência da anisotropia no comportamento geomecânico destes maciços.

O Quadro 5.22 mostra a variação, de acordo com a anisotropia, dos valores do módulo de deformabilidade do maciço, constituído por sequências de filitos e metagrauvaques do complexo Xisto-Gráuvaquico das Beiras, onde mais tarde foi implantada a barragem da Aguieira, no Centro do País (Neiva & Lima, 2002).

O módulo de deformabilidade *in situ*, foi determinado em galerias usando dois macacos hidráulicos planos, cada qual aplicando uma pressão de 300 toneladas, sobre uma superfície de $1,5 \times 1,3 \text{ m}^2$, cortada em direcções perpendiculares, paralelas e oblíquas, aos planos de xistosidade. Numa fase posterior dos estudos geotécnicos foram efectuados ensaios em filitos grafitosos com diferentes estados de alteração e fracturação com LFJ, no interior de uma galeria e, em direcção perpendicular à xistosidade.

Verifica-se que os valores dos módulos de deformabilidade variam com a orientação da anisotropia, sendo maiores na direcção perpendicular a esta característica. Constatou-se, ainda, que o valor do módulo de deformabilidade aumenta nos casos em que o maciço rochoso apresenta melhor qualidade.

Foi realizada uma campanha de ensaios *in situ*, para apoio ao projecto de execução da barragem de Fronhas, no Rio Alva, próximo de Arganil, constituída por ensaios com macacos

Quadro 5.22 – Influência da anisotropia no valor do módulo de deformabilidade *in situ* (adaptado de Neiva & Lima, 2002).

Litologia	Alteração e fracturação	Módulo de deformabilidade <i>in situ</i> (orientação de aplicação da carga em relação à xistosidade)		
		perpendicular (GPa)	paralela (GPa)	oblíqua (GPa)
Filito	W ₂ , F ₃₋₄	1,3	5,4	4,3
Xisto metagrauvacóide	W ₂ , F ₃	5,7	7,2	6,6
Metagrauvaque	W ₂ , F ₃	2,3	7,6	3,2
Filito	{ W _{2,3} , F ₃₋₄ W ₂ , F ₃ W ₁ , F ₃	3,0	-	-
		4,4	-	-
		8,3	-	-

planos de grande área (LFJ), no interior de galerias escavadas em filitos com finas intercalações de metagrauvaques, localizados a profundidades entre 12 a 20 metros (cotas 120, 93 e 90 m). Os resultados são apresentados no Quadro 5.23 (Neiva & Lima, 2002; Rodrigues-Carvalho, 1981).

Quadro 5.23 – Ensaio de deformabilidade *in situ* com LFJ no local da barragem de Fronhas, (adaptado de Neiva & Lima, 2002).

Galerias	E (GPa)			
	GR 120	GR 93	GL 120	GL 90
Perpendicular à xistosidade	5,7	10,2	6,3	14,5
Horizontal	9,1	9,0	6,9	6,2
Vertical	7,1	11,0	4,0	19,9

GR 120 – Galeria na margem direita à cota (120,00) GL 120 - Galeria na margem esquerda à cota (120,00)
GR 93 - Galeria na margem direita à cota (93,00) GL 90 - Galeria na margem esquerda à cota (90,00)

Verifica-se que o módulo de deformabilidade obtido na vertical, perpendicular à xistosidade, é maior nas cotas mais baixas do que nas cotas mais altas, onde o maciço se encontra mais descomprimido. O módulo de deformabilidade tem uma variação muito menor na horizontal.

Mendes (1983), na apreciação geotécnica que faz do maciço rochoso do FBA, atravessado pelo túnel S. Domingos – Morgavel (Sines), refere que os ensaios de deformabilidade *in situ* realizados com dilatómetro, evidenciaram grande anisotropia e heterogeneidade do maciço, apresentando módulos de deformabilidade dilatométricos entre 180 e 10000 MPa, e que também se registaram relações de 20/1 entre a deformabilidade determinada *in situ* e em laboratório. Mendes (1983), refere que a grande instabilidade das paredes dos furos de sondagem, não permitiu a aplicação da técnica da amostragem integral das zonas do maciço com fraca qualidade.

No âmbito dos estudos geológicos e geotécnicos do maciço rochoso onde foi implantado a barragem da Aguieira, foram realizados ensaios de resistência ao corte de rochas *in situ* nas galerias de reconhecimento, em 8 blocos de filito, com diferentes estados de alteração e

dimensão $70 \times 70 \times 30 \text{ m}^3$, cortados com um disco diamantado. A superfície de rotura potencial era horizontal e segundo a xistosidade.

Foram realizados ensaios de corte directo no laboratório, em 142 provetes prismáticos, de $7 \times 7 \text{ cm}^2$ de secção, em condições similares às dos ensaios *in situ*. Estes provetes foram extraídos nas galerias, junto aos locais onde foram ensaiados os blocos *in situ*. No entanto, os materiais ensaiados em laboratório eram constituídos por filitos e metagrauvaques finamente interestratificados.

Os provetes foram ensaiados segundo direcções com orientação paralela, perpendicular e oblíqua à estratificação (Neiva & Lima, 2002). Os valores médios dos parâmetros de resistência ao corte (c e ϕ) são apresentados no Quadro 5.24.

Quadro 5.24 – Resistência ao corte *in situ* e em laboratório (adaptado de Neiva & Lima, 2002).

Ensaio <i>in situ</i> com orientação paralela à xistosidade				Ensaio de laboratório com orientação em relação à estratificação						
Litologia	Alteração e fracturação	c (MPa)	ϕ (°)	Litologia	Paralelo		Perpend.		a 45°	
					c (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	ϕ (°)
Filito	W ₁ , F ₃	1,7	49	Metagrauvaque	4,5	57	-	-	-	-
				Xisto grauvacóide	4,6	47	7,2	56	5,2	54
	W ₂ /W ₃ , F ₃	0,5	33	Filito	6,9	36	12,5	36	-	-

Os valores médios de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), são geralmente elevados, mas verifica-se a tendência para estes parâmetros apresentarem valores mais baixos na direcção paralela à foliação, e mais elevados na direcção perpendicular.

Verifica-se, também, que a resistência ao corte é influenciada pela litologia e estado de alteração do material, sendo maior nos materiais de granulometria mais grosseira, grauvacóide e menos alterados.

Integrados numa das fases dos estudos geológicos e geotécnicos do local da barragem de Fronhas, foram realizados 4 ensaios de deslizamento de diaclases subhorizontais em filitos e metagrauvaques no interior de 3 galerias. Foram, igualmente realizados ensaios laboratoriais de deslizamento de diaclases em 33 amostras colhidas nessas galerias (Rodrigues-Carvalho, 1981; Neiva & Lima, 2002). Os resultados encontram-se sumariados no Quadro 5.25.

Nas diaclases subhorizontais a coesão é cerca de 0,27 MPa, nos ensaios *in situ* e, 0,22 MPa nos ensaios em laboratório, devido ao efeito de escala. Os valores mais altos foram registados nas diaclases com preenchimento. Os ângulos de atrito (ϕ), nas diaclases orientadas segundo a xistosidade, são mais baixos do que nas diaclases subhorizontais.

Os valores dos parâmetros de resistência ao corte (c , ϕ) das diaclases subverticais são semelhantes aos respectivos valores nas diaclases paralelas à xistosidade, as quais são também subverticais mas com orientação perpendicular às primeiras (Neiva & Lima, 2002).

Quadro 5.25 – Ensaio de deslizamento de diaclases *in situ* e em laboratório (adaptado de Neiva & Lima, 2002).

Diaclases	Ensaio <i>in situ</i>		Ensaio de laboratório	
	c (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	ϕ (°)
Paralelas à xistosidade N70° - 85°W, 72° - 90° NNW	-	-	0,11 - 0,32	22 - 34
Subhorizontal N0° - 30°W, 0° - 30° WSW	0,20 - 0,33	24 - 45	0,09 - 0,35	24 - 45
Subvertical N20° - 45°E, 60° - 90° ESE	-	-	0,07 - 0,36	22 - 37

5.6 - Correlações entre alguns parâmetros geotécnicos das rochas estudadas

5.6.1 - Correlações entre os parâmetros físicos

Como foi referido no início do capítulo, procurou-se estabelecer correlações entre os diversos parâmetros físicos e entre alguns destes parâmetros e o tipo, quantidade e qualidade dos filossilicatos das amostras estudadas.

O estabelecimento de correlações é importante, porque salienta as tendências do comportamento dos materiais rochosos e avalia os parâmetros mais adequados para a sua caracterização.

A regressão é um modelo estatístico usado para prever o comportamento de uma variável quantitativa (variável dependente ou y), a partir de uma ou mais variáveis relevantes (variáveis independentes ou x), informando sobre a margem de erro dessas previsões. Na regressão, a correlação mede o grau de associação entre duas variáveis, sendo usada para prever y . Quando y varia com x e não existem alterações durante o período de previsão que afetem o modelo, então quanto maior for a correlação entre x e y melhor é a previsão. Quanto menor for essa correlação, maior é a margem de erro na previsão.

Os resultados dos parâmetros físicos, foram muito condicionados pela heterogeneidade das amostras, devido à variação da textura e da mineralogia, assim como, pelo estado de alteração. No entanto, apesar destas condicionantes, os resultados dos ensaios permitem reconhecer algumas correlações significativas, para os materiais rochosos em estudo, as quais, são apresentadas em seguida.

Verifica-se uma correlação linear significativa, tanto nos xistos, como nos grauvaques, entre a massa volúmica aparente (γ_a) e a porosidade aparente (n_a), com coeficientes de correlação linear muito elevados nos dois litótipos ($r = - 0,97$), como se pode observar na Figura 5.31. A Figura 5.32, mostra a boa correlação que se verifica entre a massa volúmica aparente (γ_a) e o índice de vazios (I_v), com coeficientes de correlação linear significativos ($r = - 0,81$ nos xistos, e $r = - 0,85$ nos grauvaques).

Verifica-se uma correlação linear significativa, tanto nos xistos, como nos grauvaques, entre o índice de vazios (I_v), e a porosidade aparente (n_a), com coeficientes de correlação linear muito elevados ($r = 0,92$, nos xistos e $r = 0,91$ nos grauvaques), como se pode observar na Figura 5.33. De facto, esta forte correlação entre os dois parâmetros pode explicar-se, por ambos avaliarem os vazios de um material, embora de forma diferente.

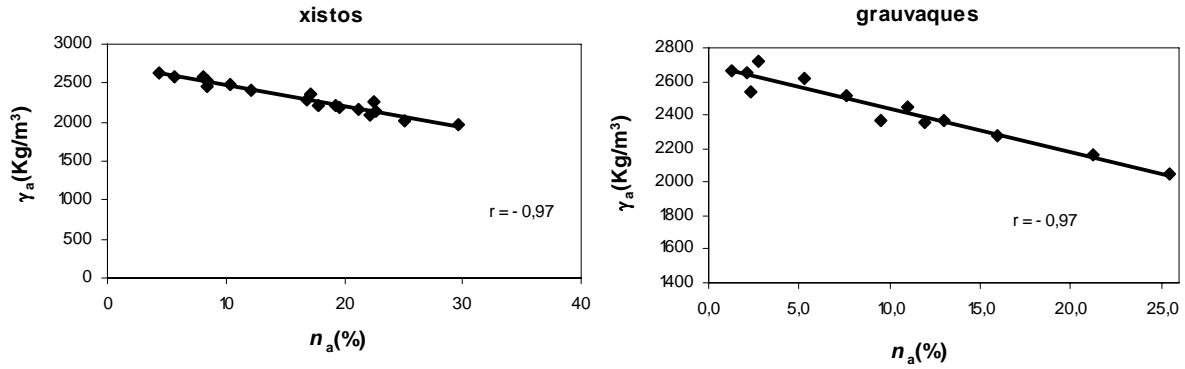


Fig. 5.31 – Correlações entre a massa volúmica aparente e a porosidade aparente nas amostras de xisto e de grauvaque.

As boas correlações que se verificam entre a massa volúmica, a porosidade e o índice de vazios, nas rochas estudadas permitem corroborar as boas correlações obtidas por Kanji & Galván (1998), para os três parâmetros físicos referidos, em vários tipos de rochas brandas.

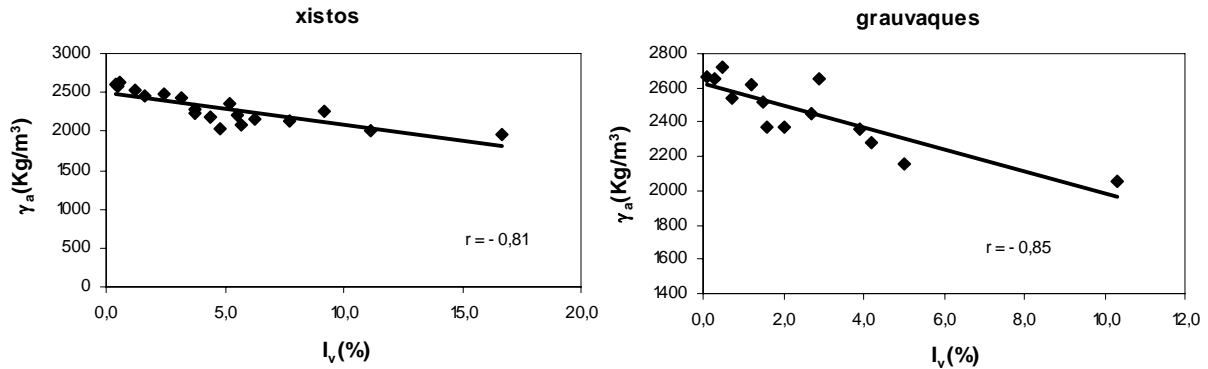


Fig. 5.32 – Correlações entre a massa volúmica aparente e o índice de vazios nas amostras de xisto e de grauvaque.

A Figura 5.34, mostra que entre o índice de vazios (I_v), e o índice de desgaste em meio aquoso (I_{d2}) existe uma correlação linear significativa tanto nos xistos ($r = -0,90$), como nos grauvaques ($r = -0,97$). O sinal negativo de r indica que o índice de desgaste diminui à medida que o índice de vazios aumenta.

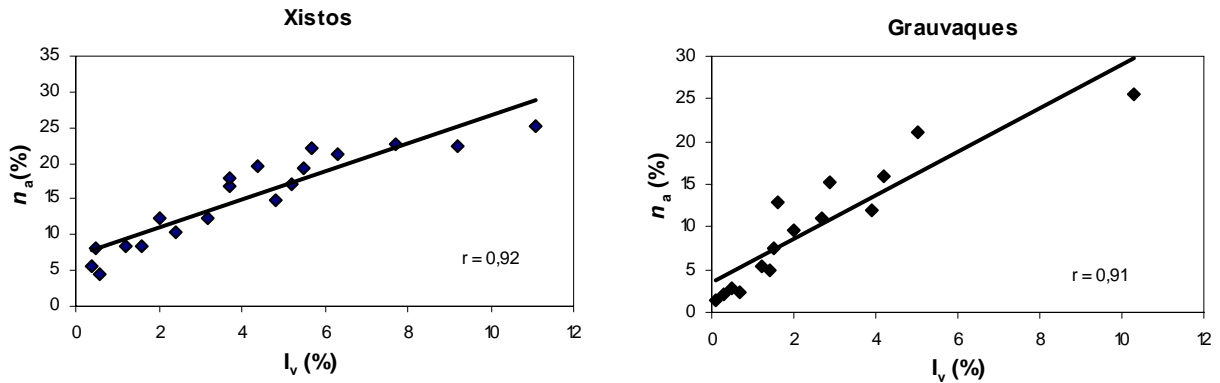


Fig. 5.33 – Correlações entre a porosidade aparente e o índice de vazios nas amostras de xisto e de grauvaque.

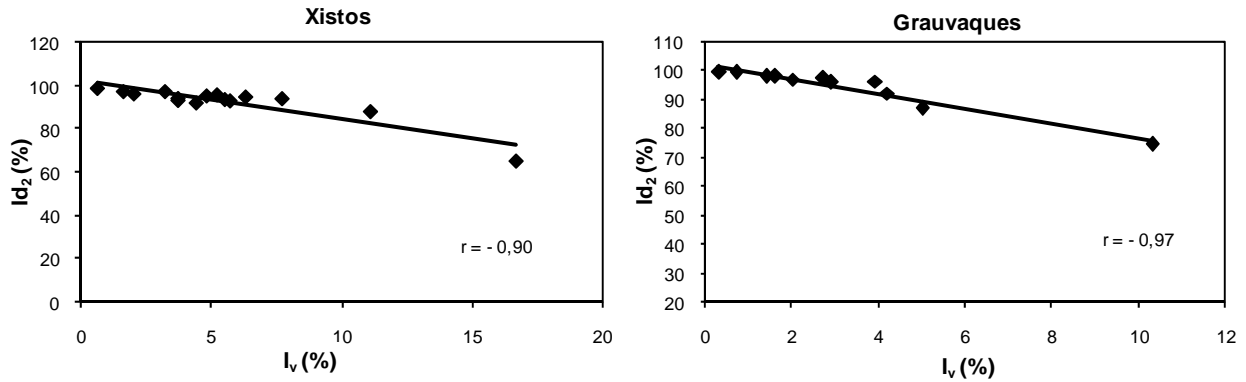


Fig. 5.34 – Correlações entre o índice de desgaste em meio aquoso e o índice de vazios nas amostras de xisto e de grauvaque.

5.6.2 - Correlações envolvendo parâmetros físicos e mecânicos

Os resultados dos ensaios mecânicos e dinâmicos, foram muito condicionados tanto pela heterogeneidade como, sobretudo, pela anisotropia das amostras estudadas, dando origem a uma dispersão nos valores obtidos para os parâmetros mais sensíveis à anisotropia, tais como, a resistência à compressão uniaxial (σ_c), o módulo de elasticidade (E), o índice de resistência à carga pontual ($I_{s(50)}$) e a velocidade de propagação de ultra-sons (V_P e V_S). No entanto, apesar de se verificar este facto, foi possível reconhecer algumas tendências mais significativas, no comportamento dos materiais estudados.

As correlações apresentadas, em seguida, entre a massa volúmica aparente (γ_a), porosidade aparente (n_a), o índice de vazios (I_v), e a resistência à compressão uniaxial (σ_c), bem como entre aqueles parâmetros físicos e o módulo de deformabilidade (E), das amostras da A2 - Auto-estrada do Sul, e da barragem do Funcho, são feitas para todos os materiais considerando a média dos valores de σ_c e E, assim como, os valores de referência de γ_a , n_a e I_v (Quadros 4.11. e 4.12), para os dois litótipos (amostras S15X, F1X, S15G e F1G). Apesar de as análises de correlação entre as variáveis referidas, serem feitas para um reduzido número de casos ($n = 4$), elas dão expressão a algumas tendências de comportamento das rochas estudadas.

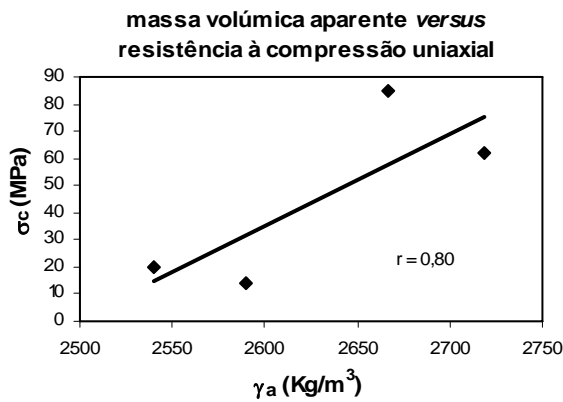


Fig. 5.35 – Correlação entre a massa volúmica aparente e a resistência à compressão uniaxial nas amostras estudadas

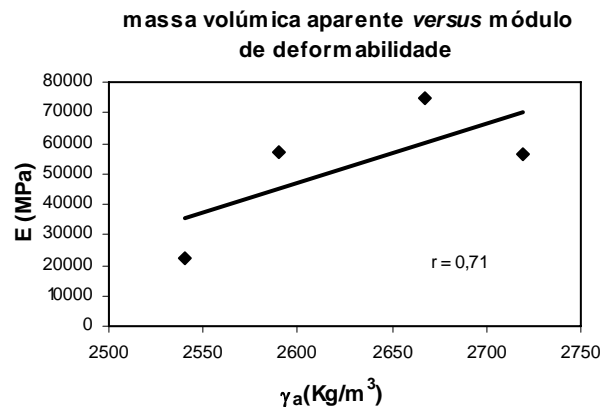


Fig. 5.36 – Correlação entre a massa volúmica aparente e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas

Verificam-se correlações lineares moderadas ($r = 0,80$ e $r = 0,71$), entre a massa volúmica aparente (γ_a) e a resistência à compressão uniaxial (σ_c), e entre a massa volúmica aparente (γ_a) e o módulo de deformabilidade (E), respectivamente, mostrando a tendência para os valores dos dois parâmetros mecânicos aumentarem com o aumento da densidade das amostras (Figuras 5.35 e 5.36).

Entre a porosidade aparente (n_a), e a resistência à compressão uniaxial (σ_c), existe uma linear muito alta ($r = -0,99$), e entre a porosidade aparente (n_a), e o módulo de deformabilidade (E), existe uma correlação linear moderada ($r = -0,76$). O sinal negativo de r indica que os valores dos dois parâmetros mecânicos referidos apresentam tendência para diminuírem com o aumento da porosidade da amostra (Figuras 5.37 e 5.38).

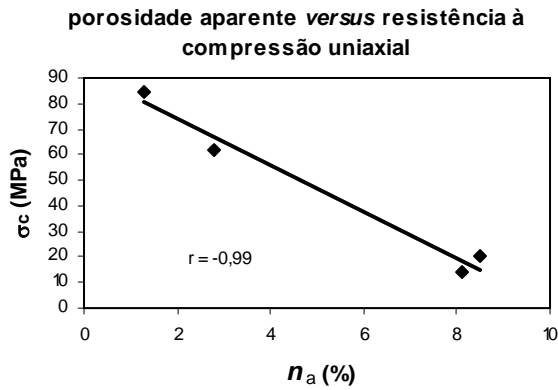


Fig. 5.37 – Correlação entre a porosidade aparente e a resistência à compressão uniaxial nas amostras estudadas.

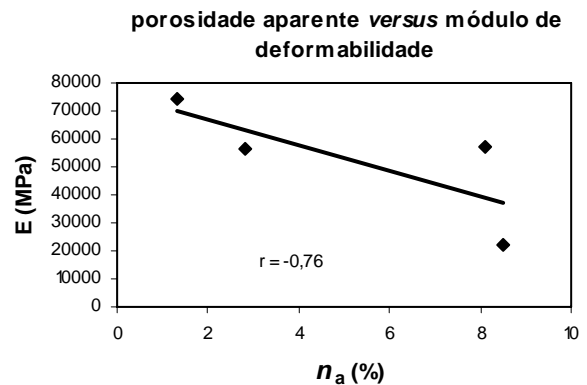


Fig. 5.38 – Correlação entre a porosidade aparente e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.

As Figuras 5.39 e 5.40, mostram correlações lineares significativas, entre o índice da vazios e a resistência à compressão uniaxial ($r = -0,72$), e sobretudo, entre o índice de vazios e o módulo de deformabilidade ($r = -0,99$), mostrando o índice de vazios, uma tendência de variação idêntica à que se verifica entre a porosidade aparente e os dois parâmetros mecânicos referidos.

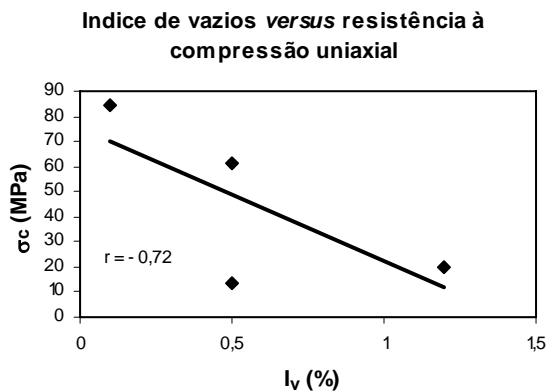


Fig. 5.39 – Correlação entre o índice de vazios e a resistência à compressão uniaxial nas amostras estudadas.

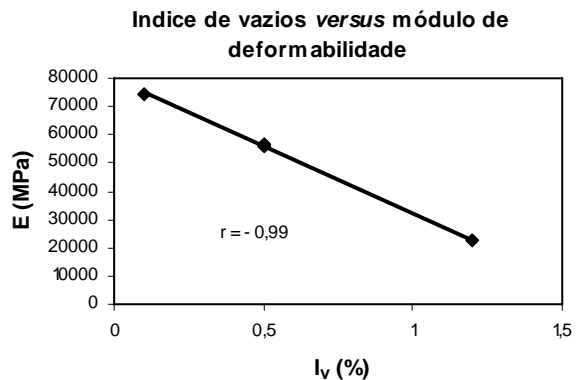


Fig. 5.40 – Correlação entre o índice de vazios e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.

Constata-se a tendência para diminuição da deformabilidade (traduzida por um aumento do módulo de deformabilidade), com o aumento da resistência. Assim, entre os dois parâmetros, verifica-se uma correlação linear moderada (Figura 5.41), tanto nos xistos ($r = 0,73$), como nos grauvaques ($r = 0,77$).

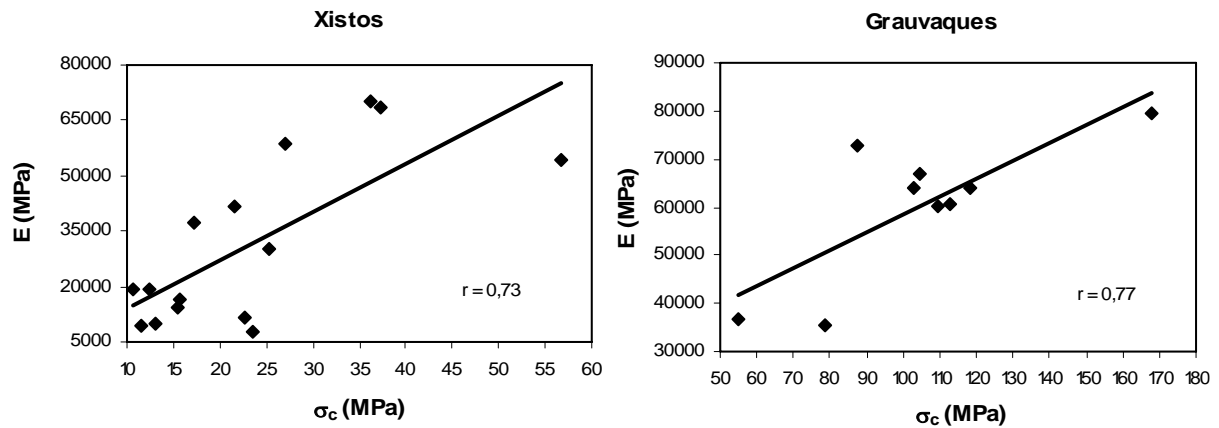


Fig. 5.41 – Correlações entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de deformabilidade nas amostras estudadas.

5.7 - Comportamento geotécnico dos maciços rochosos do Flysch do Baixo Alentejo

5.7.1 - Comportamento das rochas do Flysch do Baixo Alentejo em taludes naturais e de escavação

O comportamento geotécnico dos maciços rochosos do FBA, quanto à estabilidade de taludes depende de dois tipos de características: i) as características litológicas e estruturais do maciço rochoso; ii) as características do talude. No primeiro tipo de características incluem-se os aspectos relativos ao material rochoso, como a constituição mineralógica, textura, resistência, alteração e alterabilidade, e características das descontinuidades.

Da observação dos taludes de escavação de algumas vias rodoviárias que atravessam as formações do FBA (EN 120, EN 121, EN 261, EN 390, IC 33 e IC1), verifica-se a ocorrência de diferentes tipos de instabilidade, tais como, escorregamentos em cunha, escorregamentos planares, e tombamentos (“*toppling*”). Nos maciços rochosos, bastante alterados ou fracturados, o material rochoso pode ter o comportamento de um solo, podendo ocorrer, nesse caso, rotura do tipo circular. Os tipos de instabilidade referidos, foram também identificados por Andrade *et al.* (1997) em taludes de escavação constituídos por materiais rochosos similares, que ocorrem na Região Centro de Portugal.

Marques (1997, 2002), num estudo sistemático da evolução das arribas, da costa sudoeste de Portugal, constituídas sobretudo por uma alternância de xistos e grauvaques pertencentes à Formação da Brejeira do FBA, verificou que os movimentos de massas rochosas identificados, foram em regra do tipo planar, por vezes precedidos por tombamentos.

Os esforços tectónicos actuantes durante a Orogenia Hercínica nas sequências sedimentares turbidíticas do FBA, conduziram à deformação dessas sequências e ao desenvolvimento de dobras deitadas com vergência tectónica para SW e orientação axial NW-SE.

Posteriormente, toda a estrutura foi afectada por falhas tardi-hercínicas, com orientação preferencial próxima de N-S. Trata-se de formações de grande complexidade estrutural, com descontinuidades de origem tectónica materializadas pela xistosidade, pelo diaclasamento e pelas falhas e, de origem sedimentar, materializadas pela estratificação.

Nas formações do FBA, a xistosidade (S_1) apresenta uma orientação predominante próxima de NW-SE, e trata-se de uma xistosidade segundo o plano axial dos dobramentos. A inclinação da xistosidade depende, sobretudo, da posição dos dobramentos, sendo subvertical nos planos normais e menos inclinada nos planos inversos. Em qualquer dos casos, indica orientação da vergência tectónica para SW, ou seja, inclinando para o quadrante NE.

As três principais famílias de fracturas, têm as seguintes orientações: WNW-ESE, ENE-WSW, e NNE-SSW a N-S.

A estratificação (S_0), bem materializada na fácies grauvacóide, define a orientação geral da estrutura destas formações segundo a direcção NW-SE. No entanto, é frequente apresentarem variações significativas em relação a esta orientação dominante, sobretudo na proximidade dos acidentes frágeis.

O sistema complexo de descontinuidades que as formações do FBA apresentam, tem uma grande influência na estabilidade dos taludes de escavação, sobretudo nos maciços rochosos pouco alterados.

Trata-se de superfícies de baixa resistência ao corte, sobretudo nos materiais rochosos pelíticos que condicionam o comportamento geotécnico do maciço, não só em termos geomecânicos, como em termos hidrogeológicos, dado que constituem os locais de percolação preferencial das águas infiltradas no maciço.

Assim, é fundamental a identificação e caracterização das superfícies de descontinuidade e a análise da sua influência na estabilidade dos taludes de escavação, nos maciços rochosos do FBA. A orientação e a geometria a adoptar nesses taludes devem basear-se na análise dos dados geológicos e geotécnicos do maciço rochoso (litologia, alteração, estrutura e hidrogeologia).

Os materiais rochosos do FBA, sobretudo os de fácies pelítica, apresentam uma grande susceptibilidade à alteração. Esta grande alterabilidade, resulta tanto da exposição destes materiais aos agentes de meteorização, como da presença de minerais argilosos, os quais são muito sensíveis às variações do teor em água.

Deste modo, é fundamental que sejam tomadas medidas no sentido de eliminar ou minimizar as consequências resultantes da actuação da água, quer sejam subterrâneas, quer sejam superficiais, nos taludes de escavação, tais como:

- instalação de drenagem externa através da construção de valetas de crista e valetas pé de talude, na base dos taludes e nas banquetas (quando aplicável), ou ainda, de valetas de descida nas zonas de cabeceira das linhas de água intersectadas pelas escavações, que terão a função de protegerem os taludes de fenómenos de ravinamento, frequentes nos materiais mais erodíveis (solos residuais e xistos decompostos a muito alterados);

- sistema de drenagem do tipo “máscara drenante” e “esporão drenante” em locais do talude onde se detectam fenómenos de instabilização por ravinamento ou por erosão interna, devido a exurgências, envolvendo materiais de permeabilidade contrastante ou descontinuidades (fracturas, filões), em regra, associadas a zonas de elevada deformação; em certos casos, poderá ser necessário a execução de drenagem interna através de furos drenantes subhorizontais (geodrenos) envolvidos com geotextil ou zona filtrante construída com solos de granulometria seleccionada para evitar a contaminação dos dispositivos de drenagem por materiais finos; todos estes dispositivos de drenagem devem ser conduzidos para os pontos de drenagem natural do maciço rochoso, de forma a evitar qualquer situação de escoamento deficiente que ponha em causa a estabilidade da obra.

A observação e a classificação geotécnica do maciço rochoso, são importantes para o correcto dimensionamento da drenagem superficial e interna e, conseqüentemente, para a estabilidade da escavação.

5.7.2 - Comportamento das rochas do Flysch do Baixo Alentejo como material de construção para aterros

Nas regiões de Portugal, onde ocorrem extensos afloramentos de xistos e grauvaques, quer no Norte e Centro, constituindo o Complexo Xisto-Grauváquico do Douro e Beiras, quer no Sul, constituindo o Flysch do Baixo Alentejo, estas rochas apresentam-se como a alternativa mais fácil de materiais de construção.

A aptidão dos dois litótipos destas formações turbidíticas para materiais de construção, é distinta, sendo mais abrangente no caso dos grauvaques. Apesar de as rochas pelíticas poderem ser utilizadas na construção de aterros, quer de barragens, quer de vias de comunicação, elas têm um comportamento deficiente noutras utilizações comuns dos materiais rochosos. Assim, certos tipos de utilizações não permitidas aos xistos argilosos, como por exemplo o uso em agregados para betão, bases e camadas de desgaste para estradas, balastros para ferrovias e enrocamentos de protecção, são possíveis para os grauvaques, desde que estes se encontrem no estado são e o seu teor em minerais argilosos seja pouco significativo (Rodrigues & Jeremias, 1989).

Relativamente aos resultados obtidos neste estudo, verifica-se que as rochas grauvacóides, quando sãs, ao contrário dos xistos argilosos, apresentam resistências à compressão elevadas, assim como, porosidades e expansibilidades baixas. A sua durabilidade, avaliada pelos ensaios de desgaste em meio aquoso e, de susceptibilidade à alteração, foi, igualmente, satisfatória. Estes resultados, permitem considerar os grauvaques, materiais de construção adequados para numerosas utilizações na construção civil.

A construção de aterros com litótipos semelhantes às rochas estudadas, sobretudo as de fácies pelítica, exige uma caracterização laboratorial adequada, para fins de avaliação das suas aptidões como material de construção, que deve compreender a determinação da sua composição granulométrica, porosidade, expansibilidade, resistência e durabilidade.

Nas últimas décadas têm sido construídas diversas obras de aterro tais como barragens (*e.g.* barragem de Silves, barragem de Santa Clara, barragem do Monte da Rocha, barragem da Meimoa, barragem do Azibo e barragem de Beliche), e estradas (*e.g.* VLA, A2 e IP5), utilizando materiais provenientes de formações xisto-grauváquicas pertencentes quer ao Complexo Xisto-Grauváquico do Douro e Beiras, quer ao FBA.

A utilização dos materiais xisto-grauváquicos em obras construídas em locais onde estes materiais predominam, tem grandes vantagens económicas e ambientais, tais como: i) menores áreas de empréstimo; ii) menores distâncias de transporte; iii) maior reutilização de todos os materiais escavados e equilíbrio entre os volumes de escavação e aterro.

No entanto, são frequentes os problemas relacionados com o comportamento geotécnico dos materiais rochosos xisto-grauváquicos, sobretudo dos xistos quando alterados, tais como: i) evolução granulométrica, durante e após a construção; ii) controlo de qualidade dos aterros.

Os xistos são constituídos sobretudo por filossilicatos, com hábito tabular que confere à rocha foliação característica e forte anisotropia. Por esta razão, os materiais têm uma fácil clivagem segundo a foliação, dando origem a fragmentos com forma lamelar. Este facto tem enorme influência nas características dos aterros, devido a que a compactação destes fragmentos ocasiona uma forte anisotropia no aterro.

Os grauvaques devido à sua constituição mineralógica, com maior quantidade de quartzo, feldspatos, fragmentos líticos e menor quantidade de filossilicatos, são materiais rochosos menos anisotrópicos, mais compactos e resistentes que os xistos.

Os xistos são relativamente brandos, desagregam-se com facilidade e apresentam maior susceptibilidade à alteração. Quando aplicados numa obra de aterro por compactação, os xistos têm tendência para apresentarem uma grande fragmentação, pelo que pode ocorrer no aterro um aumento acentuado na percentagem de finos.

No Quadro 5.26 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de fragmentabilidade (AFNOR, 1992a) e ensaio de degradabilidade (AFNOR, 1992b) dos materiais turbidíticos do FBA, no estudo geológico e geotécnico do sublanço Almodôvar - S. Bartolomeu de Messines da A2 – Auto-estrada do Sul (BRISA, 1999a).

Quadro 5.26 – Valores coligidos dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade de materiais rochosos do FBA, no sublanço Almodôvar - S. Bartolomeu de Messines da A2 - Auto-estrada do Sul (adaptado de BRISA, 1999a).

Amostra	Coefficiente de fragmentabilidade	Coefficiente de degradabilidade
	$FR = \frac{D_{10(\text{antes da compactação})}}{D_{10(\text{após a compactação})}}$	$DR = \frac{D_{10(\text{antes do 1º ciclo de embebição e secagem})}}{D_{10(\text{após o 4º ciclo de embebição e secagem})}}$
Grauvaque W2/W3	2 - 4	1
Xisto grauvacóide W1-2 a W2	4 - 5	1
Xisto W1-2 a W2	3 - 7	1 - 2

Os valores do coeficiente de fragmentabilidade FR, são mais elevados nos xistos do que nos grauvaques, o que indicia a maior fragmentabilidade dos xistos em relação aos grauvaques. Relativamente ao coeficiente de degradabilidade DR, os resultados obtidos não permitem uma distinção nítida entre os dois litótipos embora se verifique a tendência para os xistos apresentarem valores mais elevados, indiciando uma degradabilidade algo superior aos grauvaques.

A grande fragmentabilidade dos xistos é particularmente evidente, quando se trata de materiais xistosos alterados. Lucas (1991), desenvolveu um estudo sobre a aplicação dos xistos alterados em obras de aterro, salientando a evolução granulométrica destes materiais com as operações de construção.

Os materiais xistosos apresentam um comportamento evolutivo da sua granulometria. Segundo Lucas (1991), as principais acções que podem originar fenómenos de evolução granulométrica destes materiais são:

- i) as operações mecânicas relacionadas com os processos construtivos;
- ii) as operações mecânicas relacionadas com as acções que actuam após a construção da obra;
- iii) as condições ambientais desfavoráveis, sobretudo a acção da água.

Os materiais turbidíticos alterados, apresentam em regra, uma granulometria extensa na qual o predomínio da fracção grossa ou da fracção fina depende do estado de alteração do material (Lucas, 1991). Os aterros construídos com estes materiais designados por materiais de transição ou mistura de solos e enrocamento não podem ser controlados com os métodos geralmente utilizados para os solos e para os enrocamentos (Maranha das Neves & Pinto, 1983). Segundo estes autores, os materiais de aterro deste tipo caracterizam-se por ter uma granulometria em que percentagem retida no peneiro 3/4" se situa aproximadamente, entre 35% e 60%.

A alteração provoca o aumento considerável de partículas finas, com a dimensão do silte e da argila, a qual conjuntamente, com a evolução granulométrica devida à fracturação das partículas (sobretudo as de maior dimensão) pelas acções mecânicas que actuam durante e após a construção, conduzem em regra, a materiais de enrocamento com mau comportamento em obra em termos de resistência e deformabilidade.

De facto, para a construção de aterros de boa qualidade é necessário que o material de enrocamento utilizado tenha uma curva granulométrica bem graduada e com pequena percentagem da fracção fina (JAE/LNEC, 1994).

Em Portugal, a primeira utilização de xistos alterados em terraplenagens foi na construção da barragem de Silves no início da década de 50. O estudo da evolução granulométrica dos materiais xistosos teve início com a construção desta barragem.

Nessa época, apenas os materiais xistosos mais alterados eram utilizados, procurando-se com os meios de compactação existentes, obter materiais suficientemente impermeáveis para poderem ser utilizados em barragens do tipo homogéneo.

Mais tarde, na década de 60, com o aparecimento dos cilindros vibradores, começaram a ser aproveitados os xistos menos alterados em barragens do tipo zonado, quer na construção de maciços estabilizadores (barragens de Santa Clara e do Monte da Rocha), quer na construção de núcleos impermeáveis (barragem de Beliche).

A experiência portuguesa na utilização dos materiais rochosos xisto-grauváquicos provenientes das formações do FBA, em obras rodoviárias, teve um incremento significativo

com os estudos desenvolvidos durante a construção dos aterros de enrocamento no lanço Tavira – Pinheira da Via Longitudinal do Algarve, VLA, (JAE/LNEC, 1991a, 1991b, 1991c, 1993, 1994).

Uma das características dos aterros de obras rodoviárias é a variabilidade dos materiais de construção, como consequência do grande desenvolvimento linear destas obras. Deste modo, a caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos materiais rochosos tem uma grande importância nos estudos de aterros de enrocamento. Com esta informação, seguem-se os estudos de aterros experimentais, nos quais além da caracterização do material são ensaiadas as técnicas construtivas (colocação, espalhamento e compactação) com o equipamento disponível na obra.

Nos Quadros 5.27, 5.28 e 5.29 apresentam-se os valores obtidos nos ensaios laboratoriais realizados nos materiais turbidíticos do FBA, utilizados nos aterros de enrocamento da VLA. Estes ensaios são necessários para a análise e interpretação dos aterros experimentais e podem ser divididos em dois grandes grupos (JAE/LNEC, 1993): i) os ensaios realizados sobre o material rochoso; ii) os ensaios efectuados sobre amostras modeladas do material de campo (material dos aterros).

Quadro 5.27 – Valores coligidos das propriedades físicas de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).

Amostra	Massa volúmica aparente (Kg/m ³)	Porosidade (%)	Teor em água de absorção (%)	Expansibilidade (%)
Material Xisto-grauvacóide	2490 - 2570 (n= 5)	6,2 – 10 (n= 5)	2,4 - 3,3 (n= 5)	0,06 - 0,61 (n= 5)

n – nº de ensaios

Segundo o estudo da JAE/LNEC (1991c), o primeiro grupo de ensaios designados por ensaios de propriedades-índice, visa a caracterização do material rochoso, incluindo-se neste grupo os ensaios que permitem obter valores da resistência e deformabilidade dos enrocamentos e estimar a sua durabilidade (massas volúmicas, porosidade, expansibilidade, absorção de água, resistência à compressão uniaxial, resistência ao esmagamento¹, resistência à carga pontual, desgaste na máquina de Los Angeles e “*Slake durability*”).

Quadro 5.28 – Valores coligidos da resistência ao desgaste de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).

Amostra	Desgaste na máquina de Los Angeles (%)	<i>Slake durability</i>		
		200 rot. (%)	400 rot. (%)	1000 rot. (%)
Material Xisto-grauvacóide	35 (granulometria F)	98,63	98,06 (amostra seca)	95,20
		98,87	97,91 (amostra húmida)	92,92

¹ O ensaio de resistência ao esmagamento, P_a , consiste na determinação para várias dimensões de fragmentos irregulares da força que conduz à sua rotura (JAE/LNEC, 1991c).

O segundo grupo de ensaios visa a caracterização mecânica (resistência e deformabilidade), do enrocamento e não apenas do material rochoso, pelo que é necessário modelar em laboratório uma granulometria que seja representativa dos aterros na obra, mas com partículas de dimensões inferiores e compatíveis com os equipamentos de ensaio. Neste âmbito, foram realizados ensaios de compressão unidimensional com o objectivo de caracterizar os módulos edométricos ou módulos de deformabilidade confinados e a deformação de colapso dos materiais rochosos xisto-grauváquicos do FBA, nas condições reais de colocação em obra, à escala da câmara de ensaio (JAE/LNEC, 1991c).

Quadro 5.29 – Valores coligidos da resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual e ao esmagamento de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).

Amostra	σ_c (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	Resistência ao esmagamento (KN)	
			D=50mm	
			Amostra Seca	Amostra saturada
Material Xisto-grauvacóide	26 – 89 (n=5)	1,12 – 3,13* 0,74** (n _{total} = 29)	3,7	2,7

n – nº de ensaios D – dimensão média dos fragmentos rochosos
 * - orientação perpendicular da estratificação em relação à direcção da aplicação da carga
 ** - orientação paralela da estratificação em relação à direcção de aplicação da carga

Em síntese, a análise do Quadro 5.29, permite verificar que os materiais rochosos são de baixa resistência o que leva a prever uma apreciável fracturação dos blocos no enrocamento. Deve-se ainda salientar, a sensibilidade à água evidenciada nos diversos ensaios (Quadro 5.28).

Verifica-se uma acentuada redução dos valores da resistência ao esmagamento com o aumento do teor em água. De facto, a saturação parcial do material diminui em cerca de 25% a resistência ao esmagamento.

Este decréscimo da resistência ao esmagamento com o teor em água, também foi observado nas amostras dos materiais rochosos do FBA ensaiados no âmbito do estudo geológico e geotécnico para o sublanço Almodôvar - S. Bartolomeu de Messines da A2 – Auto-estrada do Sul (BRISA, 1999a), como mostra o Quadro 5.30.

Quadro 5.30 – Valores coligidos da resistência ao esmagamento de materiais rochosos do FBA, no sublanço Almodôvar - S. Bartolomeu de Messines da A2 - Auto-estrada do Sul (adaptado de BRISA, 1999a).

Amostra	Resistência ao esmagamento (KN)	
	D=35mm	
	Amostra Seca	Amostra saturada
Grauvaque W2/W3	9,8	9,6
Xisto grauvacóide W1-2 a W2	8,6	6,6
Xisto W1-2 a W2	10,0 a 14,0 (n = 2 amostras)	3,6 a 9,4 (n = 4 amostras)

Como se pode observar no Quadro 5.30, a resistência ao esmagamento diminui com o aumento da fácies grauvacóide salientando a maior sensibilidade à presença da água manifestada pelos xistos. Verifica-se também que os valores da resistência ao esmagamento dos grauvaques não são nitidamente superiores aos valores exibidos pelos xistos, como seria de esperar. Este facto pode ser explicado por as amostras de grauvaque exibirem um grau de alteração mais elevado que as amostras de xisto.

O Quadro 5.31 apresenta as características de deformabilidade e a deformação de colapso dos aterros da VLA construídos com os materiais do FBA (JAE/LNEC, 1991c).

Estas propriedades mecânicas foram determinadas recorrendo a ensaios de compressão unidimensional em amostras reconstituídas em laboratório. Os provetes foram montados com o teor em água natural (cerca de 4%) e os ensaios decorreram a seco até se atingir uma tensão estabelecida previamente. Ao ser atingida esta tensão, foi imposta a passagem de água através da amostra, por submersão dos provetes permitindo deste modo, fazer a estimativa da deformação de colapso. Foram utilizadas tensões de 0,25; 0,50 e 1,0 MPa para observar o fenómeno de colapso (JAE/LNEC, 1991c).

Estes ensaios têm como objectivo obter: i) os módulos de deformabilidade confinados para condições extremas do teor em água (seco e saturado); ii) estimativas, em termos percentuais, da deformação que pode ocorrer no material quando se modifica o teor em água.

Uma das características dos materiais de enrocamento é a ocorrência repentina de elevadas deformações volumétricas sob tensão constante quando se adiciona água ao aterro. Este fenómeno tem a designação comum de colapso. No caso de enrocamentos está, em regra, associado a um acréscimo da fracturação dos blocos.

Os aterros construídos com materiais semelhantes aos estudados no presente trabalho, sofreram apreciáveis assentamentos por colapso (*e.g.* barragem de Beliche e barragem de Martin Gonzalo).

No aterro da barragem de Beliche com 54 metros de altura, foram medidos assentamentos 3 anos após a construção, da ordem de 60 cm, sendo de salientar que a maior parte desses assentamentos foram devidos ao fenómeno de colapso (JAE/LNEC, 1991a).

Na barragem de Martin Gonzalo, situada nas proximidades de Sevilha também com um aterro de 54 metros de altura, construído com materiais xisto-grauváquicos verificou-se, após a construção, e num curto período de tempo (cerca de meio ano), um assentamento com cerca de 30 cm que coincidiu sobretudo com a época das chuvas (Justo, 1997).

Quadro 5.31 – Valores coligidos dos módulos edométricos e deformação de colapso, mais representativos de materiais rochosos do FBA, no lanço Tavira-Pinheira da VLA (adaptado de JAE/LNEC, 1991c).

Amostra	Ensaio	Índice de vazios	Tensão de colapso (MPa)	Módulos edométricos (MPa)		Deformação de colapso (%)
				seco	submerso	
Material	1	0,26	1,00	67	61	2,9
	2	0,26	0,50	121	72	0,9
Xisto-grauvacóide	3	0,26	0,25	-*	64	0,5

* - valor não considerado por ter sido verificada imprecisão na gama de baixas deformações para este nível de tensão

Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional mostram que o material rochoso apresenta módulos edométricos elevados, quer no estado seco, quer no estado saturado, assim como, grandes deformações de colapso originadas pela submersão do material. Estas deformações aumentam de forma significativa, para valores crescentes da tensão axial, tendo sido um valor de cerca de 1% para uma tensão de colapso de 0,5 MPa.

Segundo o estudo da JAE/LNEC (1991b), o limite de funcionalidade dos pavimentos rodoviários, corresponde a uma deformação unitária de 0,5%, ou seja, para uma altura máxima do aterro de 30m, o assentamento máximo deverá ser cerca de 15cm. De acordo com este critério para aterros de maior altura, a tensão instalada será maior e consequentemente, as deformações de colapso podem exceder os limites admissíveis.

No lanço Tavira-Pinheira da VLA, os assentamentos medidos em ensaios de colapso efectuados num aterro de enrocamento construído com materiais turbidíticos do FBA, foram insignificantes quando comparados com os valores das deformações de colapso determinadas nos ensaios de compressão unidimensional em laboratório para os mesmos materiais. Pode-se concluir que nos materiais xisto-grauváquicos de baixa resistência, a granulometria mais fina limita o acesso da água ao interior do aterro, sendo este aspecto mais acentuado com o efeito da compactação por vibração, a qual traz para a superfície os elementos mais finos, conduzindo à existência de uma camada de material com permeabilidade muito reduzida (JAE/LNEC, 1991a).

As técnicas de construção de aterros de enrocamento com a utilização dos materiais rochosos das formações turbidíticas do FBA, devem ser definidas na fase inicial das obras com base nos estudos efectuados sobre aterros experimentais.

Segundo o estudo da JAE/LNEC (1991b), devem ser seguidas algumas regras básicas na construção de obras de enrocamento, tais como: i) a colocação e espalhamento do material, na preparação das camadas, com a técnica da “deposição em cordão”, ou seja, o material é depositado sobre a camada em construção, a cerca de 3 a 5 metros da sua frente e empurrado por um tractor de lâmina de forma a efectuar o avanço da camada; ii) a dimensão máxima dos blocos deve ser menor ou igual à espessura da camada; iii) a utilização de cilindros vibradores de rasto liso, com carga estática, por comprimento da geratriz do rolo, superior a 45 Kgf /cm (classe V4 ou superior).

A espessura das camadas e consequentemente, a dimensão máxima dos blocos e o número de passagens do cilindro vibrador, são especificações de construção dos aterros de enrocamento, que devem ser definidas através da realização de aterros experimentais. Os estudos efectuados em aterros experimentais permitem ainda avaliar a necessidade da adicionar água nas fases de espalhamento e compactação (JAE/LNEC, 1991b).

Para materiais de baixa resistência, como é o caso dos materiais xisto-grauváquicos do FBA, quando não se realizam ensaios para a caracterização das suas propriedades físicas e mecânicas nem aterros experimentais, não deve ser permitido que a espessura da camada seja superior a 0,50 m e a dimensão máxima dos blocos deve ser igual a 0,30m. No caso de materiais com carácter evolutivo, como é o caso de xistos e grauvaques alterados, é recomendado que a espessura da camada deve ser de 0,30 m, a dimensão máxima dos blocos deve ser igual a 0,20 m e que a compactação seja efectuada com cilindros pés-de-carneiro vibradores para aumentar a fragmentação dos blocos (JAE/LNEC, 1993).

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

6 - Conclusões e perspectivas futuras

A caracterização das propriedades geológicas e geotécnicas dos turbiditos do FBA é fundamental, para se poder avaliar o comportamento geotécnico destes materiais. Este trabalho pretendeu constituir uma contribuição para o tema, mas existe a necessidade de o aprofundar, para aferir os métodos de caracterização do comportamento destes materiais rochosos, quer durante a construção quer durante o funcionamento das obras.

A análise e interpretação dos resultados experimentais durante a investigação realizada, assim como a observação dos maciços rochosos, sobretudo nos locais de amostragem, permitem salientar os aspectos mais importantes sobre as características das formações do FBA.

Reconhecimento geológico de superfície e amostragem

- Os materiais rochosos do FBA que ocupam uma área aproximada de 8000 Km², tiveram origem na deposição de grandes massas de sedimentos transportados a grande velocidade e ao longo de grandes distâncias, por correntes turbidíticas, tendo por isso, a designação de turbiditos. Estas formações são constituídas por sequências de rochas metasedimentares, variando entre metagrauvaques de grão médio a fino, comportamento frágil e resistência elevada, especialmente, quando no estado são e, um complexo de rochas pelíticas de grão fino, comportamento dúctil e de baixa resistência, compostos por xistos argilosos e filitos (zona da clorite), de cor variada, por vezes com pigmentação negra, devido à presença de carbono sob a forma de grafite e/ou matéria orgânica. Por vezes, ocorrem nesta sequência turbidítica intercalações de conglomerados.
- Os maciços rochosos destas formações turbidíticas são muito heterogêneos e anisotrópicos sendo caracterizados por:
 - i) uma grande complexidade estrutural com bastantes dobramentos e zonas de cisalhamento;
 - ii) sequências constituídas por uma alternância de xistos e grauvaques, por vezes finamente estratificadas, com propriedades geomecânicas distintas, no que se refere à resistência e deformabilidade; a sua influência no comportamento geotécnico do maciço rochoso depende, principalmente, da dimensão da obra de engenharia nele implantada;
 - iii) apresentarem, por vezes, aspecto muito perturbado com fragmentos de rocha resistente e de quartzo, estirados no seio de um material rochoso muito esmagado, argilificado e com comportamento de um solo;
 - iv) terem limites irregulares, por vezes, com desníveis de vários metros entre o substrato rochoso são a pouco alterado e a zona alterada do maciço constituída por rochas brandas e mesmo por solos;
 - v) os seus perfis de alteração serem constituídos, em regra, por pequena espessura de solo residual;
 - vi) ocorrerem zonas argilificadas espessas associadas a fracturas importantes;

- vii) tanto as rochas como os maciços rochosos serem anisotrópicos, em termos de características físicas e mecânicas.
- A caracterização física e mecânica dos litótipos que constituem o FBA é difícil de realizar sobretudo, no caso das rochas pelíticas. Este facto deve-se a duas razões principais: i) a **anisotropia** materializada pela foliação, a qual para além de dificultar a preparação de amostras para a caracterização laboratorial, mesmo no caso de materiais sãos, é responsável por uma dispersão elevada nos valores de algumas propriedades como a expansibilidade, a resistência ou a deformabilidade; ii) a **heterogeneidade** resultante dos xistos e grauvaques se apresentarem em regra, finamente estratificados, afecta a representatividade dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório. Deste modo, devem ser evitadas generalizações muito amplas destes resultados de modo a não colocar em causa a sua representatividade.
 - De acordo com o objectivo e com as técnicas distintas utilizadas na colheita, as amostras para estudo foram agrupadas em: i) **amostras de superfície**; ii) **amostras de profundidade**. O primeiro grupo de amostras, consistiu em amostras representativas de estados de alteração distintos, tanto dos xistos como dos grauvaques, com o objectivo de estudar as suas propriedades físicas e avaliar a evolução destas com o estado de alteração, para os dois tipos de materiais rochosos. O segundo grupo, resultou da amostragem proveniente de campanhas de prospecção mecânica realizadas em duas obras: i) A2 - Auto-estrada do Sul e ii) barragem do Funcho. Estas amostras foram obtidas por sondagens e foram utilizadas com o objectivo de estudar as propriedades mecânicas dos turbiditos. A selecção dos tarolos foi baseada na: i) **qualidade da amostragem**, tendo sido escolhidos os tarolos sãos a pouco alterados, dado que, em materiais tão friáveis como são os xistos argilosos, a probabilidade de êxito na preparação dos provetes, a partir dos tarolos, seria maior; ii) **representatividade das litologias predominantes**: os xistos argilosos e os grauvaques.
 - Os métodos de amostragem foram seleccionados de maneira a obter amostras representativas dos materiais a caracterizar, o que se revelou bastante difícil de satisfazer, devido à grande heterogeneidade dos maciços rochosos do FBA.
 - O estado de perturbação considerável que apresentam em regra, os maciços rochosos do FBA, traduzido por uma fracturação e alteração acentuadas, nunca possibilitaram a recolha de blocos de rocha com qualidade e dimensão suficiente, para a posterior extracção de provetes com os requisitos exigidos pelas normas dos ensaios mecânicos. Mesmo os blocos de rocha colhidos em maciços rochosos de melhor qualidade, apresentavam-se bastante descomprimidos, devido ao menor confinamento a que está sujeito o maciço rochoso junto à superfície. Esta descompressão dos materiais, torna impraticável a separação de provetes com um tamanho adequado aos requisitos exigidos no procedimento adoptado (ISRM, 1979a), para os ensaios mecânicos, nomeadamente a relação altura/diâmetro. Relativamente às amostras colhidas em profundidade este problema não se colocou, pelo facto de se dispôr de amostras de sondagens de furação por rotação, com amostradores adequados a estes materiais rochosos, sobretudo aos pelitos, como também por as amostras serem de melhor qualidade.

Textura dos materiais rochosos

- Quanto ao aspecto macroscópico das amostras estudadas, os grauvaques das formações do FBA, apresentam granularidade grosseira e por vezes foliação, em regra incipiente e não penetrativa, podendo assim tomar a designação de metagrauvaques, enquanto que os xistos com os quais ocorrem associados, apresentam granularidade fina e foliação bem marcada e penetrativa.
- Microscopicamente, observam-se características texturais idênticas, predominando nos xistos, os silicatos de grão fino com estrutura em folhas (filossilicatos), como as micas e os minerais argilosos, enquanto que nos grauvaques predominam os silicatos de grão mais grosseiro com estrutura tridimensional (tectossilicatos), como o quartzo e os feldspatos. A foliação é normalmente materializada pela ocorrência de filossilicatos do tipo sericítico, pelo alongamento dos grãos de quartzo ou pelo alinhamento das partículas de matéria orgânica.

Mineralogia e Geoquímica

- A constituição mineralógica dos xistos e dos grauvaques é semelhante, variando a proporção relativa em que ocorrem os minerais presentes. Os dois litótipos, em todas as amostras, são constituídos por quartzo, feldspatos, principalmente os do tipo calcoalcalino, micas, minerais argilosos, nomeadamente caulinite, ilite e clorite. Em algumas amostras, ocorrem em percentagens menores, carbonatos (sendo a calcite, e a siderite, os mais comuns), pirite e hematite.
- Os grauvaques são constituídos maioritariamente, por quartzo, e feldspato calcoalcalino, envoltos numa matriz em que ocorrem, sobretudo, filossilicatos, mas na qual também se identificam calcite, siderite e pirite.
- Nos xistos, pelo contrário, a principal componente mineralógica é constituída por filossilicatos, nomeadamente, minerais argilosos e micas, ocorrendo menor quantidade de quartzo e sobretudo, de feldspatos. Em percentagens menores, identificam-se ainda, calcite, siderite e hematite.
- Tanto nos xistos como nos grauvaques, os minerais argilosos mais comuns são a caulinite, a ilite e a clorite. Destes três tipos distintos de minerais argilosos, a caulinite é o que predomina, quer nos xistos quer nos grauvaques. A ilite é mais abundante que a clorite, nos xistos, observando-se o contrário nos grauvaques, nos quais, a clorite predomina em relação à ilite.
- A análise da composição química das amostras seleccionadas (Quadros 4.8 e 5.1) permite estabelecer a distinção entre as duas litologias predominantes: xistos e grauvaques. De facto, verifica-se que:
 - i) os xistos devido à sua composição mineralógica, com grande quantidade de filossilicatos, apresentam maiores percentagens de Al_2O_3 , K_2O , Fe_2O_3 e MgO , e menores percentagens de SiO_2 , CaO e Na_2O , que os grauvaques;
 - ii) estando a perda ao rubro (P.R.) relacionada directamente com a água estrutural (H_2O^+), cuja percentagem aumenta com a ocorrência de minerais secundários de

neoformação, como é o caso dos filossilicatos hidratados, denominados minerais argilosos, constata-se que os xistos apresentam maiores teores de P.R. do que os grauvaques.

Propriedades físicas

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização física dos materiais líticos estudados, que foram realizados com o objectivo de estudar as suas propriedades físicas e avaliar a evolução destas com o estado de alteração, para os dois tipos de materiais rochosos, permitem tecer as seguintes considerações:

- as amostras estudadas apresentam valores de massa volúmica aparente (γ_a) entre 1693 e 2631 Kg/m³, no caso dos xistos, e entre 1485 e 2719 Kg/m³, no caso dos grauvaques; verifica-se que em regra, para um estado de alteração semelhante, o valor médio da massa volúmica aparente nos grauvaques é superior nos grauvaques e que para os dois litótipos a massa volúmica aparente diminui com o aumento do estado de alteração;
- as amostras estudadas apresentam valores de porosidade aparente (n_a), entre 4,4 e 29,6%, no caso dos xistos e entre 1,3 e 25,5% no caso dos grauvaques; verifica-se que para um estado de alteração semelhante, o valor médio da porosidade aparente nos xistos é superior, traduzindo a menor compactidade dos xistos, e que para os dois litótipos a porosidade aparente aumenta com o aumento do estado de alteração;
- os valores obtidos para o índice de vazios (I_v), nas amostras estudadas, variam entre 0,4 e 16,7% nos xistos, e entre 0,1 e 11,1% nos grauvaques; verifica-se que para um estado de alteração semelhante, o valor médio do índice de vazios nos xistos é superior e que para os dois litótipos o índice de vazios aumenta com o aumento do estado de alteração;
- os valores determinados para o índice de desgaste em meio aquoso (I_{d2}), nas amostras estudadas variam entre 65,5 e 99,3%, nos xistos e entre 28,2 e 99,4% nos grauvaques; verifica-se nos dois litótipos que as amostras com um estado mais avançado de alteração, principalmente nos grauvaques, são mais vulneráveis à fragmentação e desintegração;
- os valores determinados para esta propriedade índice (V_{am}), variam entre 0,439 e 1,568 g /100g finos nos xistos e 0,130 e 1,133 g /100g finos nos grauvaques. Verifica-se que para um estado de alteração semelhante, o valor médio de adsorção do azul de metileno nos xistos é superior ao valor deste parâmetro nos grauvaques; os resultados obtidos, reflectem ainda: i) a natureza mais argilosa dos xistos em relação aos grauvaques, mesmo nas amostras são a pouco alteradas; ii) a tendência para uma maior adsorção do azul de metileno nas amostras com estado de alteração mais avançado.

Expansibilidade

Foram realizados dois programas de ensaios de expansibilidade com objectivos distintos, uma para avaliar a quantidade e qualidade da fracção argilosa dos materiais rochosos estudados e outra, para avaliar a influência da anisotropia destes materiais na expansibilidade, que se

designam, respectivamente, por expansibilidade *versus* estado de alteração e expansibilidade *versus* anisotropia.

Expansibilidade *versus* estado de alteração

- O valor médio da expansibilidade nos xistos (2,303 %), é significativamente superior (cerca de 3,5 vezes), ao valor médio calculado para os grauvaques (0,657 %). Verifica-se ainda que para um estado de alteração semelhante, o valor médio da expansibilidade nos xistos é nitidamente superior ao valor deste parâmetro nos grauvaques (Quadro 5.2 e Figura 5.14). Este facto, pode ser explicado por se tratar de duas litologias com composição distinta, predominando nos xistos os minerais argilosos, alguns deles com grande capacidade de retenção de água, ao contrário do que se verifica nos grauvaques.
- Existe uma tendência para os valores da expansibilidade, em termos médios, serem maiores nas amostras com valores mais elevados de adsorção do azul de metileno (Quadro 5.2).

Expansibilidade *versus* anisotropia

- Verifica-se ainda que para amostras com a mesma orientação da estrutura relativamente ao eixo do provete, os valores de expansibilidade, quer axial, quer radial, são em regra, tanto maiores quanto maior é a predominância da fácies xistosa do material.
- Os resultados dos ensaios salientam que tanto nos xistos como nos grauvaques, se verifica anisotropia na expansibilidade (Quadro 4.13 e Figuras 5.16 e 5.17).
- Os resultados obtidos mostram a tendência de nas amostras com foliação orientada perpendicularmente ao eixo do provete ($G\ 90^\circ$, $G(X)\ 90^\circ$, $X/G\ 90^\circ$ e $X(G)90^\circ$), a expansibilidade axial ser, em regra, maior que nas amostras com foliação orientada paralelamente à direcção axial do provete ($G\ 0^\circ$, $G(X)\ 0^\circ$, $X/G\ 0^\circ$ e $X(G)\ 0^\circ$). As amostras com orientação da foliação a 45° da direcção axial do provete ($G\ 45^\circ$, $G(X)\ 45^\circ$, $X/G\ 45^\circ$ e $X(G)45^\circ$), apresentam, em regra, valores intermédios.
- Relativamente à expansibilidade radial, determinada em todos os provetes das amostras X/G e $X(G)$, o valor médio calculado é em regra maior, como seria previsível, nas amostras com a xistosidade orientada paralelamente à direcção axial do provete ($X/G\ 0^\circ$ e $X(G)\ 0^\circ$).

Estado de alteração e alterabilidade

- A complexidade estrutural dos maciços rochosos do FBA, tem uma grande influência na meteorização destes maciços. De facto, são frequentes certas estruturas como dobras, falhas, diaclases e foliações, que ao controlarem a circulação de água através do maciço rochoso, causam uma alteração heterogénea deste, impondo limites bastantes irregulares entre zonas com estados de alteração distintos.
- Relativamente aos produtos e mecanismos de alteração, verifica-se que os xistos se alteram de forma mais rápida que os grauvaques. Este facto é particularmente

importante quando a rocha é exposta aos agentes meteóricos em certas obras de engenharia como no caso de taludes de escavação e túneis. Esta exposição leva a uma rápida deterioração da rocha, por processos de esfoliação e de oxidação da matéria orgânica, dando origem a materiais rochosos de granulometria fina. Deste modo, as rochas pelíticas, devido à sua maior susceptibilidade à alteração, são as que originam os maiores problemas geotécnicos.

- Com o objectivo de contribuir para a problemática da subjectividade inerente à classificação por exame visual, do estado de alteração das rochas, foi solicitado a um grupo de 21 pessoas qualificadas para o efeito e com idêntica experiência profissional, a classificação do estado de alteração de um conjunto de amostras, tal como se descreveu na secção 5.4.2. Os resultados permitiram concluir o seguinte:
 - i) para o conjunto das 25 amostras estudadas, verificaram-se com frequência, erros de classificação significativos (em 72% das amostras) e erros muito significativos (em 12% das amostras), de acordo com critério descrito no capítulo 5, o que salienta a subjectividade da descrição do estado de alteração por exame visual (Quadros 5.8 e 5.9);
 - ii) verifica-se que a subjectividade inerente à descrição do estado de alteração, depende bastante da litologia e da heterogeneidade das amostras;
 - iii) o facto de se verificarem erros de avaliação mais significativos nos xistos que nos grauvaques, está relacionado com a granulometria mais fina dos xistos, dificultando a avaliação por exame macroscópico; esta dificuldade aumenta nos materiais rochosos mais alterados e, como refere Hawkins (1986), a distinção entre o estados de alteração moderados, muito alterados e completamente alterados, não é difícil em certos tipos de rochas, mas é quase impossível no caso de rochas silto-argilosas, como é o caso dos xistos argilosos do FBA;
 - iv) numa análise dos resultados do inquérito, considerando a versão simplificada da classificação proposta pela ISRM (ISRM, 1981) com apenas três graus de alteração (Quadros 5.10 e 5.11), verifica-se que, apesar de se perder algum rigor na descrição do estado de alteração, os erros de avaliação são menos significativos, existindo um maior consenso de opinião entre os avaliadores;
 - v) os erros mais significativos ocorrem nas rochas medianamente alteradas a muito alteradas, sendo pouco significativos nas amostras sãs a pouco alteradas.
- O reconhecimento da subjectividade na descrição, por exame visual, do estado de alteração, levou à realização de um estudo sobre a aplicação de ensaios índice (o ensaio do índice de vazios, a porosidade aparente e a massa volúmica aparente, ensaio de desgaste em meio aquoso e o ensaio de adsorção do azul de metileno), como um complemento de carácter quantitativo à descrição qualitativa por exame visual. Os resultados obtidos, conforme mostra a Figura 5.21, permitem salientar o seguinte:
 - i) relativamente às amostras de xisto, verifica-se que, por ordem decrescente de eficiência, o ensaio de determinação do índice de vazios, a porosidade aparente e a massa volúmica aparente, são ensaios índice adequados para quantificar o estado de alteração dos turbiditos do FBA, para todos os graus de alteração, desde os

materiais são aos materiais muito alterados; o ensaio de desgaste em meio aquoso e o ensaio de adsorção do azul de metileno, parecem ser os métodos mais adequados para a descrição e definição dos limites entre os estados de alteração mais avançados (W_4 a W_5) dos materiais estudados;

- ii) uma situação semelhante é verificada nas amostras de grauvaque, embora nestes materiais, a quantificação da alteração, em todos os ensaios índice referidos, não é tão conseguida como nos xistos, observando-se uma maior percentagem de valores anómalos; este facto pode ser originado pela maior heterogeneidade dos grauvaques;
 - iii) o ensaio de determinação do índice de vazios (ISRM, 1979b), parece ser o mais adequado para quantificar o estado de alteração dos materiais rochosos do FBA; deste modo, no caso dos xistos, quando o I_v apresenta um valor entre 0 e 3 % o material é em regra, são a pouco alterado (W_{1-2}); quando o valor de I_v se situa entre 3 e 6 % o material é em regra, medianamente alterado (W_3); quando o valor de I_v é superior a 6 % o material é em regra, muito alterado a completamente alterado (W_{4-5}); nos grauvaques quando o I_v apresenta um valor entre 0 e 2 % o material é em regra, são a pouco alterado (W_{1-2}); quando o valor de I_v se situa entre 2 e 4 % o material é em regra, medianamente alterado (W_3); quando o valor de I_v é superior a 4 % o material é em regra, muito alterado a completamente alterado (W_{4-5}).
- Um dos mecanismos mais importantes na alterabilidade dos materiais turbidíticos é a degradação causada por expansões dos minerais sensíveis à presença da água, como os minerais argilosos e filitosos, muito comuns principalmente nos xistos.
 - O presente trabalho veio corroborar trabalhos anteriores (Rodrigues, 1975a; Ojima & Rodrigues, 1983), confirmando o ensaio de ataque com água oxigenada como uma técnica de estudo adequada na previsão da alterabilidade dos materiais turbidíticos, principalmente, nos de fácies pelítica. Este ensaio de alterabilidade permite avaliar a susceptibilidade à alteração, nomeadamente, no que diz respeito à degradação provocada por expansões dos minerais sensíveis à presença da água.
 - O ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio evidencia que os materiais mais alterados, nos quais se registam os maiores valores para a porosidade (entre 18,5 e 29,6%) e de expansibilidade (acima de 2%), são atacados com maior facilidade. Portanto, o comportamento dos materiais no ensaio de ataque pelo sulfato de magnésio está directamente relacionado com estas duas características físicas, tornando esta técnica de previsão do comportamento, um complemento do ensaio de ataque pela água oxigenada, na avaliação do mecanismo das degradações causadas por expansões.

Caracterização mecânica

- O estudo experimental efectuado, relativamente à propriedades mecânicas das rochas do FBA, permite concluir que:
 - i) os ensaios de resistência à compressão uniaxial efectuados nos materiais são a pouco alterados (W_{1-2}), colhidos nas sondagens da A2 - Auto-estrada do Sul, e da

barragem do Funcho, evidenciaram que a resistência dos grauvaques é muito superior à dos xistos; os grauvaques apresentam um valor médio para a resistência à compressão uniaxial de 66,7 MPa (máx.= 167,7 MPa; mín.= 6,8 MPa) enquanto os xistos apresentam um valor médio de 18,3 MPa (máx.= 56,8 MPa; mín.= 0,3 MPa); os valores máximos e mínimos salientam a grande influência da anisotropia e heterogeneidade na resistência em compressão uniaxial;

- ii) nos xistos (s.l.), a resistência à compressão uniaxial aumenta com a proporção da fácies grauvacóide; em termos de valores médios, verificou-se nos provetes em que predominam os materiais pelíticos X(G), a resistência é bastante inferior (7,6 MPa), à que se regista nos provetes G(X), em que predominam os materiais grosseiros, grauvacóides (18,1 MPa); nos provetes em que a proporção entre os materiais pelíticos e grauvacóides é semelhante X/G, a resistência tem valor intermédio (22,1 MPa); o facto de não terem sido caracterizados provetes exclusivamente constituídos por rocha xistosa, deve-se a duas razões principais: a) por ser praticamente impossível, preparar provetes de xisto com as condições exigidas pelo procedimento de ensaio adoptado (ISRM, 1979a), para a relação altura/diâmetro, devido aos xistos argilosos serem materiais muito friáveis; b) por ser uma situação de ocorrência pouco frequente e portanto, pouco representativa do maciço rochoso, nas formações turbidíticas do FBA, nas quais os xistos argilosos ocorrem em regra, finamente estratificados com os grauvaques;
- iii) embora bastante influenciados pela anisotropia e heterogeneidade dos materiais estudados nomeadamente com a proporção relativa entre os dois litótipos nas amostras, o valor médio obtido para o índice de resistência à carga pontual $I_{s(50)}$ em grauvaques (8 MPa) e em xistos (3 MPa); estes resultados foram obtidos em ensaios de carga pontual efectuados em tarolos de xisto e de grauvaque, das sondagens acima referidas; os valores da relação entre o índice de resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial (κ) são baixos – 6 para os xistos e 9 para os grauvaques; o valor de κ é também bastante influenciado pela heterogeneidade da amostra variando, em termos de valores médios, entre 4 nos materiais X(G) e X/G e 8 nos materiais G(X);
- iv) os resultados dos ensaios de deslizamento de diaclases, revelam que os valores do ângulo de atrito (ϕ), são maiores nas diaclases nos grauvaques ($35,8^\circ < \phi < 43,9^\circ$), do que nas diaclases nos xistos ($20,7^\circ < \phi < 39,4^\circ$); este facto pode ser explicado pela granulometria mais grosseira dos materiais grauvacóides que constituem as paredes das descontinuidades; os valores para a coesão aparente (c), quer nos xistos, quer nos grauvaques, são baixos; os ângulos de atrito das descontinuidades quer em xistos quer em grauvaques, apresentam valores que são característicos para este tipo de materiais rochosos (Rocha, 1981);
- v) os dois litótipos estudados, têm uma deformabilidade distinta, sendo os xistos, devido à sua natureza mais dúctil, mais deformáveis do que os grauvaques como indicam os valores médios do módulo de deformabilidade (E), obtidos; os valores médios são cerca de 25000 MPa (máx.= 70000 MPa; mín.= 7600 MPa) nos xistos e de cerca de 62600 MPa (máx.= 79600 MPa; mín.= 35400 MPa) nos grauvaques; tal como se referiu em relação à resistência, os valores máximos e mínimos salientam a grande influência da anisotropia e heterogeneidade na deformabilidade destes materiais rochosos; por exemplo, a proporção relativa dos dois litótipos nas

amostras, tem uma grande influência na deformabilidade, constatando-se que, em termos de valores médios do módulo de deformabilidade, os materiais X(G), com fácies predominantemente pelítica, são mais deformáveis ($E = 16800$ MPa), que os materiais G(X), em que predomina a fácies grauvacóide ($E = 38800$ MPa); os materiais X/G, com uma proporção semelhante entre pelitos e grauvaques, apresentam um valor intermédio ($E = 19400$ MPa);

- vi) os valores do módulo de elasticidade dinâmico (E_d) mostram a mesma tendência dos valores de E , ou seja os xistos apresentam valores médios de E_d mais baixos (cerca de 37600 MPa), do que os grauvaques (cerca de 53200 MPa); verifica-se ainda a tendência para que os valores de E_d serem mais elevados nos materiais de fácies mais grauvacóide (cerca de 27600 MPa nos materiais X/G e cerca de 39700 MPa nos materiais G(X));
- vii) independentemente da influência da anisotropia nas velocidades de propagação de ultra-sons, obtidas nos materiais estudados, em termos de valores médios, os resultados reflectem a maior compacidade e resistência dos grauvaques em relação aos xistos – V_P médio de 5200 m/s nos grauvaques e V_P médio de 4100 m/s nos xistos; constata-se em regra, que o valor médio de V_P aumenta quando a proporção de material de fácies grauvacóide é maior – 3600 m/s para X(G); 3800 m/s para X/G e 4300 m/s para G(X).

Influência da anisotropia no comportamento mecânico

- Os materiais rochosos do FBA, são materiais heterogêneos e anisotrópicos, em particular, os de fácies pelítica em resultado das condições de génese destes materiais rochosos.
- Após a deposição, compactação e litificação dos sedimentos transportados pelas correntes turbidíticas, ocorreu a acção de agentes de metamorfismo, pressões e temperaturas que, num ambiente de baixo grau de metamorfismo, causaram transformações texturais e estruturais, principalmente nos materiais pelíticos, produzindo uma foliação bem marcada e penetrativa.
- Nos xistos a anisotropia é bem característica; estes materiais apresentam sempre uma estrutura planar penetrativa, materializada pela orientação preferencial relevante e fraca recristalização dos seus minerais constituintes, sobretudo dos filossilicatos (clivagem de fluxo), que lhes confere uma importante anisotropia de superfície.
- Verifica-se também a ocorrência de anisotropia nos grauvaques ainda que, em regra, incipiente. Corresponde a uma foliação, em regra, não penetrativa e materializada tanto pelo alongamento dos grãos de quartzo, e pela ocorrência de filossilicatos de grão muito fino do tipo sericítico, pela qual é fácil a divisão da rocha (clivagem de fractura).
- Verifica-se tanto nos xistos, como nos grauvaques, em termos de valores médios, que a máxima resistência em compressão uniaxial ocorre quando $\beta = 90^\circ$, ou seja, quando a tensão é aplicada na direcção perpendicular à foliação (caso mais frequente), ou quando $\beta = 0^\circ$, ou seja, quando a tensão é aplicada na direcção paralela à foliação (caso menos frequente). A resistência à compressão uniaxial média mostrou valores

mínimos para ângulos β entre 30° a 45° , entre o plano de foliação e a direcção da tensão aplicada (Quadros 5.13 e 5.14).

- O índice de anisotropia para a resistência à compressão uniaxial, definido como o quociente entre o valor médio máximo e o valor médio mínimo deste parâmetro registados consoante a orientação da foliação β , apresenta valores de 3,5 para os xistos e 4,3 para os grauvaques.
- Verifica-se também nestas rochas elevada anisotropia quanto à deformabilidade, inclusivamente, nos grauvaques menos anisotrópicos. As maiores deformações registam-se quando a tensão é aplicada na direcção perpendicular à foliação ($\beta = 90^\circ$) e, as menores na direcção paralela. O módulo de deformabilidade apresenta, em regra, o seu menor valor para a orientação $\beta = 90^\circ$, e os valores mais elevados, para $\beta = 0^\circ$ e $30^\circ < \beta < 45^\circ$ (Quadros 5.13 e 5.14). O índice de anisotropia para o módulo de deformabilidade, definido como o quociente entre o valor médio máximo e o valor médio mínimo deste parâmetro registados consoante a orientação da foliação β , apresenta valores de 1,9 para os xistos e 1,2 para os grauvaques.
- Tomando o ensaio de compressão uniaxial como o ensaio padrão, foi avaliado o grau de sensibilidade à anisotropia do ensaio de carga pontual e da velocidade de propagação de ultra-sons, nos litótipos do FBA.
 - i) Verifica-se que, no caso dos materiais pelíticos, X(G), X/G, e G(X), existe, para as orientações ensaiadas, uma relativa correspondência, mas não muito significativa, entre os resultados obtidos em compressão uniaxial σ_c e os valores do índice de resistência à carga pontual $I_{s(50)}$ (Figura 5.25). Nos grauvaques, a correspondência entre σ_c e $I_{s(50)}$ é mais significativa como mostra a Figura 5.26. Este facto, está relacionado com o grau de heterogeneidade da rocha, bastante mais acentuado nas amostras de xisto do que nas amostras de grauvaque. Julga-se que o ensaio de carga pontual, é um ensaio índice sensível à anisotropia dos materiais turbidíticos do FBA, embora a sua eficácia seja menor nas amostras com heterogeneidade mais acentuada, caracterizadas por frequentes alternâncias litológicas, de xistos e grauvaques.
 - ii) Verifica-se que nas amostras em que foi possível determinar o índice de anisotropia de resistência à carga pontual ($I_{a(50)}$), definido como a razão entre os valores médios de $I_{s(50)}$ determinados na direcção perpendicular e paralela à foliação, ou seja, entre o maior e o menor valor de $I_{s(50)}$ (ISRM, 1985), verificou-se que o factor de correlação (κ) entre $I_{s(50)}$ e σ_c , apresenta tendência para aumentar quando diminui $I_{a(50)}$ (Figura 5.27). A relação entre $I_{s(50)}$ e σ_c é influenciada pela anisotropia dos materiais rochosos estudados.
 - iii) Quanto à velocidade de ultra-sons, pode-se considerar um ensaio índice adequado para a avaliação da anisotropia dos materiais estudados, em particular nos xistos. Nos grauvaques, a anisotropia quando ocorre é, em regra pouco acentuada, tornando difícil a sua avaliação por este método de ensaio. A sensibilidade deste ensaio índice na avaliação da anisotropia diminui, quando ambos os tipos de rocha ensaiados apresentam grande heterogeneidade.

Comportamento geotécnico dos maciços rochosos do FBA

Com base na informação obtida no decurso do presente trabalho, tecem-se algumas considerações sobre o comportamento dos materiais rochosos do FBA, em taludes naturais e de escavação, e como materiais de construção em aterros.

Comportamento dos materiais rochosos do FBA em taludes naturais e de escavação

- O comportamento geotécnico dos maciços rochosos do FBA, quanto à estabilidade de taludes, depende das características litológicas e estruturais do maciço rochoso, e das características do talude. Nas primeiras duas características incluem-se as do material rochoso (constituição mineralógica, textura, resistência, alteração e alterabilidade), e as relativas às descontinuidades.
- Da observação dos taludes de escavação de algumas vias rodoviárias que atravessam as formações do FBA (EN 120, EN 121, EN 261, EN 390, IC 33 e IC1), verifica-se a ocorrência de diferentes tipos de instabilidade, tais como, escorregamentos em cunha, escorregamentos planares e tombamentos. Nos maciços rochosos, bastante alterados ou fracturados, o material rochoso pode ter o comportamento de um solo ocorrendo, nesse caso, rotura do tipo circular.
- O sistema complexo de descontinuidades, que as formações do FBA apresentam, tem uma grande influência na estabilidade dos taludes de escavação, sobretudo nos maciços rochosos pouco alterados. Trata-se de superfícies de baixa resistência ao corte, sobretudo nos materiais rochosos pelíticos, que condicionam o comportamento geotécnico do maciço, não só em termos geomecânicos, como em termos hidrogeológicos, dado que constituem vias de percolação preferencial das águas no maciço. Assim, é fundamental a identificação e caracterização das superfícies de descontinuidade e a análise da sua influência na estabilidade dos taludes de escavação, nos maciços rochosos em causa. A orientação e a geometria a adoptar nesses taludes devem basear-se na análise dos dados geológicos e geotécnicos do maciço rochoso – litologia, estado de alteração, hidrogeologia e estrutura. No caso da estrutura é fundamental um adequado conhecimento da atitude da xistosidade.
- Os materiais rochosos do FBA, sobretudo os de fácies pelítica, apresentam grande susceptibilidade à alteração que resulta tanto da exposição destes materiais aos agentes de meteorização, como da presença de minerais argilosos, os quais são muito sensíveis às variações do teor em água. Deste modo, torna-se importante que sejam tomadas medidas no sentido de eliminar ou minimizar as consequências resultantes da actuação da água, quer subterrânea, quer de superfície, nos taludes de escavação.

Comportamento das rochas do FBA como materiais de construção em aterros

- São frequentes os problemas relacionados com o comportamento geotécnico dos materiais rochosos xisto-grauváquicos, sobretudo dos xistos quando alterados, tais como: i) evolução granulométrica, quer durante o transporte, quer durante e após a colocação em obra; ii) controlo de qualidade dos aterros.
- Os xistos são materiais com fácil clivagem segundo a foliação, dando origem a fragmentos com forma lamelar. Este facto tem enorme influência nas características

dos aterros, devido à compactação destes fragmentos ocasionar uma forte anisotropia no aterro.

- Devido aos xistos serem relativamente brandos, desagregarem-se com facilidade e apresentam maior susceptibilidade à alteração, têm tendência a fragmentarem-se bastante durante a sua compactação, originando um aumento acentuado na percentagem de finos no aterro.
- Os grauvaques devido à sua constituição mineralógica, são materiais rochosos menos anisotrópicos, mais compactos e resistentes que os xistos.
- A aptidão dos dois litótipos estudados, como materiais de construção, é distinta, sendo maior no caso dos grauvaques. Apesar de os xistos poderem ser utilizados na construção de aterros, o seu comportamento não é satisfatório para outras aplicações comuns dos materiais rochosos, as quais são possíveis para os grauvaques, desde que estes se encontrem no estado são e o seu teor em minerais argilosos seja pouco significativo (*e.g.* uso em agregados para betão, bases e camadas de desgaste para estradas, balastros para ferrovias, enrocamentos de protecção).

Para o prosseguimento e aprofundamento do tema tratado, sugerem-se algumas linhas de investigação que se consideram promissoras:

- prosseguir o estudo efectuado para avaliação dos principais mecanismos de alteração dos materiais rochosos do FBA realizando, além dos ensaios de previsão da alterabilidade já aplicados, outros tipos de ensaios tais como, o ensaio de esfoliação ou o ensaio de desgaste em meio aquoso após ataque com etileno-glicol; estudar perfis de alteração das formações do FBA, para aprofundar o conhecimento daqueles mecanismos e da evolução geoquímica e mineralógica dos turbiditos;
- desenvolver estudos experimentais constituídos por ensaios de envelhecimento acelerado através de ciclos de secagem/molhagem a temperatura controlada, em amostras com várias dimensões, com o objectivo de quantificar a alterabilidade dos xistos e dos grauvaques do FBA, assim como de investigar a influência das superfícies de descontinuidade do maciço na alteração destes materiais;
- avaliação da durabilidade destes materiais, nomeadamente a sua susceptibilidade à desintegração, através de ensaios de desgaste em meio aquoso e de ensaios de imersão em água;
- contemplar em estudos futuros sobre a expansibilidade dos materiais rochosos do FBA a determinação das pressões desenvolvidas, quando a expansão é impedida, nestes materiais;
- desenvolver os estudos sobre resistência ao corte, nomeadamente das descontinuidades nas rochas pelíticas, as quais têm uma grande influência na instabilização dos taludes nas formações turbidíticas do FBA;

- investigação sobre a aplicabilidade do ensaio de carga pontual, do ensaio com o martelo de Schmidt e da medição da velocidade de propagação de ultra-sons, como ensaios índice, na avaliação da resistência dos materiais rochosos do FBA, com o estado de alteração destas rochas, assim como, investigar a influência do estado de alteração dos turbiditos na anisotropia das propriedades de resistência que é característica nestes materiais;
- realização de ensaios sísmicos directos ao longo de um furo de sondagem (diagrafia sónica), ou entre furos de sondagem (“*cross-hole method*”), para obter um zonamento do maciço em termos de velocidades de propagação das ondas elásticas, e determinar o índice de qualidade do maciço rochoso, definido pela relação entre as velocidades de propagação das ondas elásticas determinadas *in situ* e em laboratório por ensaios com ultra-sons nas amostras colhidas nesses furos de sondagem;
- realização de perfis de refração sísmica e ensaios sísmicos directos entre furos de sondagem (“*cross-hole method*”), segundo várias direcções relativamente à estrutura do maciço, para verificar a sensibilidade destes métodos geofísicos à anisotropia do maciço;
- realização de ensaios sísmicos directos entre furos de sondagem (“*cross-hole method*”), para obter a frequência dominante da onda de corte (f_s), dada a estreita correlação entre este parâmetro das ondas sísmicas e o módulo de deformabilidade do maciço;
- estudo da deformabilidade dos maciços rochosos do FBA, efectuando ensaios de carga com placa à superfície ou próximo, aplicando tensões com diferentes orientações relativamente à estrutura, para avaliar a influência da anisotropia na deformabilidade do maciço rochoso;
- desenvolvimento de uma metodologia para a classificação dos maciços rochosos existentes de baixa resistência e sobretudo, para os maciços rochosos das formações turbidíticas do FBA;
- aplicação dos estudos efectuados nas rochas pelíticas de outras formações com características flyschóides e a outros tipos de rochas brandas silto-argilosas para comparação com as características dos materiais do FBA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADACHI, T. & TAKASE, A. (1981) – Prediction of long term strength of soft sedimentary rock. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol. 1, pp. 99-104.
- ADACHI, T. & YOSHIDA, N. (2002) – In situ Investigation on Mechanical Characteristics of Weak Rocks. In: V. M. Sharma & K. R. Saxena (Editors), *In-situ characterization of rocks*. A.A.Balkema Publishers, pp. 131-186.
- AFNOR (1992a) – Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux. Sols: reconnaissance et essais. *Norme Française, NF P 94-066*, Déc. 1992, 7p.
- AFNOR (1992b) – Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux. Sols: reconnaissance et essais. *Norme Française, NF P 94-067*, Déc. 1992, 7p.
- AFNOR (1993) – Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache. *Norme Française, NF P 94-068*, Nov. 1993, 8p.
- AIRES-BARROS, L. (1977) – Alterabilidade das rochas obtida em ensaios de laboratório. Relações entre alterabilidade experimental e natural das rochas, tentativa de comparação. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa, Tomo LXII, pp. 59-67.
- AIRES-BARROS, L. (1978) – Comparative study between rates of experimental laboratory weathering of rocks and their natural environmental weathering decay. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, nº 18, pp. 169-174.
- AIRES-BARROS, L. (1979) – Linhas de rumo da geoquímica. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*. Lisboa. T.LXIV, pp. 17-38.
- AIRES-BARROS, L. (1991) - *Alteração e Alterabilidade de Rochas*. I.N.I.C., Lisboa, 384 p.
- AKAI, K. (1997) – Testing methods for indurated soils and soft rocks - Interim report. ISSMFE - TC 22 -Technical Committee on Indurated Soils and Soft Rocks. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol. 3, pp. 1707-1737.
- AKAI, K.; ADACHI, T. & NISHI, K. (1978) – Elasto-plastic behaviours of soft sedimentary rock (porous tuff). *Proc. JSCE*, nº 271, pp. 83-95.
- AKAI, K.; HAYASHI, M. & NISHIMATSU, Y. (Editors) (1981) – *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, 3 volumes.
- AKAI, K. & OHNISHI, Y. (1983) – Strength and deformation characteristics of soft sedimentary rock under repeated and creep loading. *Proc. 5th Int. Congress on Rock Mechanics, ISRM*, Melbourne, vol.1, pp. A121-A124.
- ANAGNOSTOPOULOS, A.; SCHLOSSER, F.; KALTEZIOTIS, N. & FRANK, R. (Editors) (1993) – Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, *Proc. Int. Symposium ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, 3 volumes.
- ANDRADE, P. G. C. S.; SARAIVA, A. L. A. & SOUSA, M. B. (1997) – Tipos de instabilidade em taludes de maciços xistentos. *Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia*, IST, Lisboa, vol. 1, pp. 311-320.
- ANDRADE, P. G. C. S. & SARAIVA, A. L. A. (1998) – Geotechnical characteristics in schist slopes. *Proc. 8th International Congress Int. Assoc. Engineering Geology*, Vancouver, vol. 5, pp. 3155-3160.
- ANDRADE, P. G. C. S. & SARAIVA, A. L. A. (2000) – Caracterização física e mecânica do material rochoso em taludes de escavação. *Actas do 7º Congresso Nacional de Geotecnia*, Porto, vol. 1, pp. 311-318.
- ANON (1970) – The logging of rock cores for engineering purposes. *Geological Society Engineering Group Working Party Report. Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 3, pp. 1-24.

Referências bibliográficas

- ANON (1972) – The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. *Geological Society Engineering Group Working Party Report. Quarterly Journal Engineering Geology*, 5, pp. 293-382.
- ANON (1977) – The description of rock masses for engineering purposes. *Geological Society Engineering Group Working Party Report. Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 10, pp. 355-388.
- ANON (1979) – Manual for Slopes. *Geotechnical Control Office*. Hong Kong Government printer, Hong Kong, 1st edition.
- ANON (1988) – Rock Investigation and Test. *Japanese Geotechnical Society - JGS*, pp. 333-334.
- ANON (1991) – Proposed Testing Methods for Soft Rock. *Japan Society of Civil Engineers - JSCE*, pp. 89-90.
- ANON (1995) – The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Geological Society Engineering Group Working Party Report. Quarterly Journal Engineering Geology Quarterly Journal of Engineering Geology*, 28, pp. 207-242.
- ARAÚJO, A. A. & PEREIRA, M. F. (Editores) (1997) – *Estudo sobre a Geologia da Zona de Ossa-Morena (Maciço Ibérico)*. Livro de Homenagem ao Prof. Francisco Gonçalves. Universidade de Évora, 291p.
- ASSUNÇÃO, C. T. & GARRIDO, J. (1953) – Tables pour la détermination des minéraux au moyen des rayons X. *Bull. du Musée et Laboratoire Minéralogique et Géologique de la Faculté des Sciences de Lisbonne*, n° 20-21, 1952-53, Lisbonne.
- ASTM C837-99 (1999) – Standard Test Method for Methylene Blue Index of Clay. *1999 Annual Book of ASTM Standards*, ASTM, Pennsylvania, USA, vol. 15.02, pp. 267-268.
- ASTM D2845-95 (1999) – Standard Test Method for Laboratory determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. *1999 Annual Book of ASTM Standards*, ASTM, Pennsylvania, USA, vol. 04.08, pp. 254-259.
- ASTM D3148-80 (1980) – Standard Test Method for elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression. *1980 Annual Book of ASTM Standards*. ASTM, Pennsylvania, USA, vol. 04.08.
- ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L. (1978) – *The Mechanics of Soils. An introduction to critical state soil mechanics*. McGraw-Hill. London.
- ATTEWELL, P. B. & SANDFORD, M. R. (1974) – Intrinsic shear strength of a brittle anisotropic rock – I. Experimental and mechanical interpretation. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geom. Abst.*, vol. 11, pp. 423-430.
- AUFMUTH, R. E. (1973) – A systematic determination of engineering criteria for rock. *Bull. of Association Engineering Geologists*. Vol. 11: 3, pp. 235-245.
- AYDAN, Ö. & NAWROCKI, P. (1998) – Rate-dependent deformability and strength characteristics of rocks. *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symposium Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol. 1, pp. 403-411.
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. F.; LEMMEE, E. & LE MEHAUTE, A. (1972) – Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. *Proc. Am. Soc. Civ. Eng. J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 98, n° SM11, pp. 1129-1142.
- BARATA, F. E. (1969) – Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro. *Proc. 7th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engineering*, Mexico, II, pp. 507-516.
- BARRIGA, F. J. A. S. (1990) – Metallogenesis in the Iberian Pyrite Belt. In: *Dallmeyer, R.D. & Martinez Garcia, E. (Editors), Pre-Mesozoic Geology of Iberia*, Springer-Verlag, pp. 369-379.
- BARRIGA, F. J. A. S. & KERRICH, R. (1984) – Extreme ¹⁸O-enriched volcanics and ¹⁸O-evolved marine water, Aljustrel, Iberian Pyrite belt: transition from high to low Rayleigh number convective regimes. *Geochim. Cosmochim. Acta*, vol. 48, pp. 1021-1031.

- BARROSO, E. (1993) – *Estudo das características geológicas e do comportamento geotécnico de um perfil de intemperismo em leptinito*. Dissertação de Mestrado, IGEO/UF RJ. Rio de Janeiro.
- BARROSO, E. V.; POLIANOV, H.; PRESTES, A.; NUNES, A. L. S.; VARGAS Jr. & ANTUNES, F. (1993) – Basic properties of weathered gneissic rocks in Rio de Janeiro, Brazil. *Proc. Int. Symposium Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks*, Athens, vol.1, pp. 29-35.
- BARTON, M. E.; MOCKETT, L. D. & PALMER, S. N. (1993) – An engineering geological classification of the soil/rock borderline materials between sands and sandstones. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 125-138.
- BARTON, M. E & PALMER, S. N. (1990) – The geotechnical investigation of geologically aged, uncemented sands by block sampling. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.1, pp. 281-288.
- BARTON, N.; LIEN, R. & LUNDE, J. (1974) – Engineering classification of rock masses for the design of the tunnel support. *Rock Mechanics*, vol. 6, n° 4, pp. 189-236.
- BELL, F.G. (1978) – The physical and mechanical properties of the Fell sandstones, Northumberland, England. *Engineering Geology*, 12, pp. 1-29.
- BELL, F.G. (1983) – *Engineering properties of Soils and Rocks*. Butterworths & Co. Ltd., 2nd ed., 149p.
- BELL, F.G. & LINDSAY, P. (1998) – Durability of shales of the Pietermaritzburg Formation, greater Durban area, South Africa. *Proc. 8th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Vancouver, Canada, vol. 1, pp. 275-282.
- BENNETT, H. & OLIVER, G. (1992) – *XRF analysis of ceramics, minerals and allied materials*. John Wiley & Sons, 298 p.
- BERGUES, J.; NGUYEN MINH, D. & HOTEIT, N. (1998) – Time dependent behaviour of hard marls. *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symp Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol.1, pp. 431-436.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1973) – Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng.*, 15, pp. 335-344.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974) – Estimating the Strength of Rock Materials. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.* 74 (8), pp. 312-320.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1975) – The point-load test in geotechnical practice. *Engineering geology*, Elsevier, The Netherlands, 9, pp. 1-11.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1976) – Rock Mass Classifications in Rock Engineering. *Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, pp. 97-106.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1978) – Determining Rock Mass Deformability – Experience from Case Histories. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci.*, 15, pp. 237-247.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1979) – The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications. *Proc. 4th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Montreux, vol. 2, pp. 41-48.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1984) – *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling*. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 97-133.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989) – *Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons, 251p.

- BISHOP, A. W. (1973) – The influence of an undrained change in stress on the pore pressure on porous media of low compressibility. *Géotechnique*, 23, pp. 435-442.
- BISHOP, A. W. & LITTLE, A. L. (1967) – The influence of size and orientation of the sample on the apparent strength of the London clay at Maldon, Essex. *Proc. Geotech. Conf.*, Oslo, 1, pp. 89-96.
- BLAKE, M.C. Jr; HOWELL D.G. & JONES, D. L. (1982) – Preliminary tectonostratigraphic terrane map of California. *US Geol. Surv. Open-File Rep.* (scale 1: 500 000), pp. 82-593.
- BLATT, H.; MIDDLETON, G. V. & MURRAY, R. C. (1980) – *Origin of sedimentary rocks*. Prentice-Hall, New Jersey, 2^a ed., 782p.
- BORSETTO, M.; ROSSI, P. P. & RIBACCHI, R. (1981) – Long-term and cyclic plate loading tests in weak rocks. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol. 1, pp. 143-148.
- BOTTS, M. E. (1998) – Effects of slaking on the strength of clay shales: A critical state approach. *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol.1, pp. 447-458.
- BRANCO, F. V. M. C. (1996) – *Estudo da influência de uma contaminação no comportamento mecânico de um agregado calcário de granulometria extensa*. Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra. Coimbra. 159p.
- BRENNER, R. P.; NUTALAYA, P. & BERGADO, D.T. (1978) – Weathering effects on some engineering properties of a granite residual soil in northern Thailand. *Proc. 3rd Int. Congress Int. Assoc. Engineering Geology*, Madrid, II, I, pp. 23-36.
- BRISA (1997) – *A2 - Auto-estrada do Sul; Sublanço Almodôvar/Salir*. Estudo Prévio. Vol. II – Estudo Geológico e Geotécnico. Memória. Coba.
- BRISA (1999a) – *A2 - Auto-estrada do Sul; Sublanço Almodôvar/S. Bartolomeu de Messines*. Projecto de Execução 1, Terraplenagens; Parte 1.4 - Geologia e Geotecnia. Tomo 1/6 - Memória. Coba, Consultores de Engenharia e ambiente.
- BRISA (1999b) – *A2 - Auto-estrada do Sul; Sublanço Castro Verde/Almodôvar*. Projecto de Execução nº 1. Terraplenagens; Parte 1.3 - Geologia e Geotecnia. Memória descritiva e justificativa. Denap, Desenvolvimento e Análise de Projectos, Lda.
- BRITISH STANDARD 5930 (1981) – *Code of Practice for site investigations*. British Standards Institution, London. 147p.
- BROCH, E. & FRANKLIN, J. A. (1972) – The point-load strength test. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 9, pp. 669-697.
- BROOK, N. (1985) – The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 22, nº 2, pp. 61-70.
- BROWN, E. T. (1981) – *Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods*. Pergamon Press, 211p.
- CAMPOS, J. O.; PARAGUASSU, A. B.; DOBEREINER, L.; SOARES, L. & FRAZÃO, E. B. (1993) – The geotechnical behaviour of Brazilian sedimentary rocks. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol. 1, pp. 69-84.
- CARROLL, D. (1970) – *Rock Weathering*. Plenum, New York.
- CHACÓN, J. & PASCUAL, E (1979) – El anticlinorio Portalegre. Badajoz-Cordoba divisoria entre las zonas Centro-Ibérica y Ossa-Morena (Sector SW del Macizo Iberico). *Cuad. Geol. Univ. Granada* 8-9, pp. 18-31.
- CHAMBEL, A. (1999) - *Hidrogeologia do Concelho de Mértola*. Tese de Doutoramento. Dep. de Geociências, Univ. Évora, Évora, 380 pp.

- CHANDLER, R. J. (1969) – The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper marl. *Géotechnique*, 19, pp. 321-334.
- CHARRUA-GRAÇA, J. G. (1979) – Dilatometer tests in the study of the deformability of rock masses. *Proc. 4th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM, Montreaux, 1979*, vol. 2, pp. 73-76.
- CHAU, K.T. & WONG, R. H. C. (1996) – Uniaxial Compressive Strength and Point Load Strength of Rocks. Technical Note. *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 33, nº 2, pp. 183-188.
- CHENEVERT, M. E. (1970) – Adsorptive Pore Pressure of Argillaceous Rocks. *Rock Mechanics theory and Practice. Proc. 11th symposium Rock Mech.*, pp. 599-628.
- CHENEVERT, M. E. & GATLIN, C. (1965) – Mechanical anisotropies of laminated sedimentary rocks. *Soc. Petrol. Eng. J.*, 5, pp. 67-77.
- CHIU, H. K. (1981) – *Geotechnical properties and numerical analyses for socketed pile design in weak rock*. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne.
- CHIU, H. K.; JOHNSTON, I. W. & DONALD, I. B. (1983) – Appropriate techniques for triaxial testing of saturated soft rock. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 20, pp. 107-120.
- CHIU, H. K. & JOHNSTON, I. W. (1984) – The application of critical state concepts to Melbourne mudstone. *Proc. 4th Australia-New Zealand Conf. Geomech.* Perth, Institution of Engineers, Australia, vol. 1, pp. 29-33.
- CLARK, G. B. (1966) – Deformation moduli of rocks. *Am. Soc. Test. Mater.*, Spec. Tech. Publ. 402, pp. 133-174.
- CLARKE, B. J. & ALLAN, P. G. (1989) – A self-boring pressuremeter for testing weak rock, *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 211-214.
- CLARKE, B. J. & SMITH, A. (1993) – Self-boring pressuremeter tests in weak rocks. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 233-241.
- CLERICI, A. (1992) – Engineering geological characterization of weak rocks: classification, sampling and testing. *ISRM Symposium: Eurock' 92*, Chester, UK, J.A. Hudson (Editor), pp. 179-184.
- COATES, D.F. (1964) – Classification of rock for rock mechanics. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 1, pp.421-429.
- COATES, D.F. & PARSONS, R.C. (1966) – Experimental criteria for classification of rock substances. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.3, pp. 181-189.
- COLBACK, P. S. B. & WIID, B. L. (1965) – The influence of moisture content on the compressive strength of rocks. *Proc. 3rd Can. Rock Mechanics Symposium*, pp. 65-83.
- CONY, P.; JONES, D. L. & MONGER, J. W. H. (1980) – Cordilleran suspect terranes. *Nature* 288, pp. 329-333.
- COTECCHIA, V.; SIMEONE, V. & TAFUNI, N. (1995) – The use of pressuremeter for the evaluation of the mechanical characteristics of flysch formations. *Proc. 8th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Japan, 1995*, pp. 253-256.
- COUTINHO, A. G. S. (1985) – *Teoria e Prática do Pressiómetro Autoperfurador*. Tese de Mestrado, UNL, Lisboa, Portugal.
- CRAGG, D. J. & INGMAN, J. (1995) – Rock weathering descriptions: current difficulties. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 28, pp. 277-286.

CRIPPS, J. C.; COULTHARD, J. M.; CULSHAW, M. G.; FORSTER, A.; HENCHER, S. R. & MOON, C. F. (Editors) (1993) – *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990.

CRIPPS, J. C. & TAYLOR, R. K. (1981) – The engineering properties of mudrocks. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 14, pp. 325-346.

CROCE, A. (Editor) (1977) – *Proc. Int. Symp. On the Geotechnics of Structurally Complex Formations*, Capri, 1977.

CUSTÓDIO, E. & LLAMAS, M. (1983) - *Hidrología Subterránea*. Ediciones Omega, S.A., Barcelona, Espanha, Vol. 1 e 2, 2350 p.

CZEREWKO, M. A. & CRIPPS, J. C. (1998) – Simple index tests for assessing the durability properties of mudrocks. *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symp Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol. 1, pp. 127-135.

DAPENA, E.; ESCARIO, V.; URIEL, S. & VIÑAS, J. M. (1978) – The influence of weathering on the characteristics of shales. *Proc. 3rd Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Madrid, Espanha, pp. 57-64.

DEARMAN, W. R. (1974) – Weathering classification in the characterization of rock for engineering purposes in British practice. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, vol. 9, pp. 33-42.

DEARMAN, W. R. (1976) – Weathering classification in the characterisation of rock: a revision. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, 13, pp. 123-127.

DEARMAN, W. R. (1986) – State of weathering: the search for a rational approach. In *Hawkins, A. B. (editor.), Site Investigation Practice: Assessing BS5930*, Geological Society, Engineering Geology Special Publication, 2, London, pp. 132-142.

DEARMAN, W. R. (1995) – Description and classification of weathered rocks for engineering purposes: the background to the BS5930: 1981 proposals. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 28, pp. 267-276.

DEER, W. A.; HOWIE, R. A. & ZUSSMAN, J. (1966) – *An introduction to the rock forming minerals*. Longmans, Green and Co., Ltd.

DEERE, D. U. & MILLER, R. P. (1966) – *Engineering Classification and Index Properties for intact rock*. Technical Report N. AFWL - TR - 65 - 116, Univ. of Illinois, Urbana, 299 p.

DEERE, D. U. & PATTON, F. D. (1971) – Slope stability in residual soils. *Proc. 4th Pan-American Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Puerto Rico, vol. 1, pp. 87-170.

DEERE, D. U. & VARDÉ, O. A. (1986) – General report: Engineering geological problems related to foundations and excavations in weak rocks. *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires. vol.4, pp. 2503-2518.

De FREITAS, M. H. (1981) – Introduction: Mudrocks of the United Kingdom. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 14, pp. 241-242.

De FREITAS, M. H. (1993) – Introduction to Session 1.2: Weak arenaceous materials. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 115-123.

DENIS, A.; DURVILLE, J. L.; MASSIEU, E. & THORIN, R. (1986) – Problèmes posés par un calcaire très poreux dans l'étude de la stabilité d'une carrière souterraine. *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires, PP. 549-557.

DEO, P. (1972) – *Shales as Embankment Materials*. Report n° 45, Joint Highway Research Project, Purdue University, West Lafayette, KY, Dec. 1972.

- DEO, P. (1973) – *Use of Shale in Embankments*. Report nº 14, Joint Highway Research Project, Purdue University, West Lafayette, IN, Aug. 1973.
- DEO, P.; WOOD, L. E. & LOVELL, C. W. (1974) – *Use of shale in embankments*. National Research Council, Transportation Research Board, Special Report, 148, pp. 87-96.
- DGRAH (1986) – *Ensaios laboratoriais para o túnel Odeleite-Beliche – TOB*. Nota Técnica, LNEC, Dep. Barragens, Núcleo de Obras Subterrâneas, Proc. 47/3/5974. Dir. Geral dos Rec. e Aprov. Hidráulicos – DGRAH, 1986.
- DIAS, R. & RIBEIRO, A. (1994) – Constriction in a transpressive regime: an example in the Iberian branch of the Ibero-Armorican arc. *Journal of Structural Geology*. Vol. 16, nº 11, pp. 1543-1554.
- DICK, J. C. & SHAKOOR, A. (1990) – The effects of lithologic characteristics on mudrock durability. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.4, pp. 3061-3066.
- DICK, J. C. & SHAKOOR, A. (1992) – Lithological controls of mudrock durability. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 25, pp. 31-46.
- DICK, J. C.; SHAKOOR, A. & WELLS, N. (1994) – A geological approach toward developing a mudrock-durability classification system. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, pp. 17-27.
- DINIS, P. (2001) – Breve descrição técnica do Amostrador T6S. Casos de obra. Soc. Atlas Copco de Portugal. *Workshop – Técnicas de amostragem em solos e rochas brandas e controlo de qualidade*. FEUP, Porto, 10p.
- DOBEREINER, L. (1984) – Engineering geology of weak sandstones. *PhD Thesis*. Imperial College of Science and Technology. University of London. 471 p.
- DOBEREINER, L. (1989) – General Report/ Discussion session 5: Construction problems related to excavation on soft rocks. *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Rio de Janeiro, pp. 2435-2449.
- DOBEREINER, L. & De FREITAS, M. H. (1983) – Saturated moisture content as an index test for assessing the strength of weak sandstones. *Proc. Int. IAEG Symp. on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisboa, vol.3, pp. 109-120.
- DOBEREINER, L. & De FREITAS, M. H. (1986) – Geotechnical Properties of Weak Sandstones. *Géotechnique*, vol.36, nº1, pp. 79-94.
- DOBEREINER, L. & OLIVEIRA, R. (1986) – Site investigations on weak sandstones. *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires, vol. 1, pp. 411-421.
- DOBEREINER, L.; PERES, C. V.; JÁCOMO, A.; MARQUES, E. A. G. & VARGAS, Jr. E. (1990) – Processos de alteração em rochas argilosas de algumas formações brasileiras. *Proc. 6º CBGE/ IX COBRAMSEF, ABGE ABMS*, Salvador BA.
- DOBEREINER, L. & PORTO, C. G. (1993) – Considerations on the weathering of gneissic rocks. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 193-205.
- DONATH, F. A. (1964) – Strength variation and deformational behavior in anisotropic rock. In: W. R. Judd (editor) *State of Stress in the Earth's Crust*. Elsevier, Amsterdam, pp. 280-297.
- DUARTE, I. M. R. (2002) – *Solos residuais de rochas granitóides a sul do Tejo. Características geológicas e geotécnicas*. Tese de Doutoramento. Dep. de Geociências. Univ. de Évora. Évora. 373 p.
- DUFFAUT, P. (1981) - Structural weaknesses in rocks and rock masses. Tentative classification and behaviour. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 93-97.
- DUNBAR, C. O. & RODGERS, J. (1957) – *Principles of stratigraphy*. John wiley & Sons, New York, 356p.

Referências bibliográficas

- DUNCAN, N.; DUNNE, M. H. & PETTY, S. (1968) – Swelling characteristics of rock. *Water Power*, May 1968, pp. 185-192.
- DUSSEAULT, M. B.; CIMOLINI, P.; SODERBERG, H & SCAFE, D.W. (1983) – Rapid index tests for transicional materials. *Geoth. Testing Jr., GTJODJ*, vol.6, nº2, pp. 64-72.
- DUSSEAULT, M. B.; NAWROCKI, P. A.; FOOKS, J. C. & FAM, M. (1999) – Physical and mechanical properties of two shales. *Proc. 9th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Paris, France, 1999, vol. 2, pp. 589-593.
- DYKE, C. G. (1984) – *The pre-peak deformation characteristics of sandstone at varying moisture contents*. MSc Thesis, Imperial College, Univ. of London. London. 135 p.
- DYKE, C. G. & DOBEREINER, L. (1991) – Evaluating the strength and deformability of sandstones. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 24, pp. 123-134.
- EISSA, E. A. & KAZI, A. (1988) – Relation between static and dynamic young's moduli of rocks. Technical note. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 25, nº6, pp. 479-482.
- ELLIOT, G. M. & BROWN, E. T. (1985) – Yield of a soft high porosity rock. *Géotechnique*, 35, pp. 413-423.
- EROL, A. O. & DHOWIAN, A. (1990) – Swell behaviour of arid climate shales from Saudi Arabia. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 23, pp. 243-254.
- ERHSA (2001) – *Estudo dos Recursos Hídricos Subterrâneos do Alentejo*. Projecto ERHSA (Relatório Técnico). Comissão de Coordenação da Região Alentejo. 18 vol. (CD-ROM: ERHSA PDF).
- EVANGELISTA, A. & PICARELLI, L. (Editors) (1998) – *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks*. *Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998,
- FARIA SANTOS, C. A. F. (1986) – *Effect of laboratory-simulated weathering on the properties of Loyalhanna sandstones*. MSc Thesis. Pennsylvania State University. 109p.
- FARJALLAT, J.E.S. (1971) – *Critério de avaliação da alterabilidade de rochas*. Publicação nº 925 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - Brasil. Trabalho apresentado no 7º Simpósio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - Rio de Janeiro.
- FARJALLAT, J. E. S.; TATAMIYA, C. T. & YOSHIDA, R. (1974) – An experimental evaluation of rock weatherability. *Proc. 2nd Int. Conf. IAEG*, vol. IV, pp. 30.1-30.9.
- FARRAN, J. & THÉNOZ, B. (1965) – L'alterabilité des roches, ses facteurs, as prevision. *Annales de l'Inst. Bâtiment et des Travaux Publics*. Paris. 18º année, nº 215, pp. 1533-1548.
- FEIO, M. (1951) – A evolução do relevo do Baixo Alentejo e Algarve. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa, 32.
- FELIX, C. (1987) – Essais et critères de choix pour des grès (molasses) de substitution lors de travaux de restauration. *Chantiers*, Suisse, 18, pp. 429-423.
- FERREIRA, P. A. S. (2000) – *Alteração e Alterabilidade das Rochas. Implicações em Obras de Engenharia*. Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra. Coimbra. 246 p.
- FERREIRA, R.; MONTEIRO, L. C. C.; PERES, J. E. & PRADO, Jr. F. A. de A. (1981) – Análise de alguns factores que influem na resistência à compressão do arenito de Bauru. *Proc. 3rd Brazilian Cong. Engineering Geol. (ABGE)*, Itapema, 3, pp. 89-102.
- FOLK, R. L. (1968) – *Petrology of sedimentary rocks*. Hemphill's, Austin, 170p.
- FONSECA, P.E. (1995) – *Estudo da Sutura Varisca no SW Ibérico nas regiões de Serpa-Beja-Torrão e Alvito-Viana do Alentejo*. Tese de Doutoramento, Fac. Ciênc. Univ. Lisboa, 325 p.

- FONSECA, P. E. (1997) – Domínios meridionais da Zona de Ossa-Morena e limites com a Zona Sul Portuguesa: metamorfismo de alta pressão relacionado com a Sutura Varisca Ibérica. In: A. Araújo e M. F. Pereira (editors), *Estudo sobre a Geologia da Zona de Ossa-Morena (Maciço Ibérico). Homenagem ao Prof. Francisco Gonçalves*. Univ. Évora, pp. 133-168.
- FOOKES, P. G. (1978) – Engineering problems associated with ground conditions in the Middle East: inherent ground problems. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 11, pp. 33-50.
- FOOKES, P. G. & HAWKINS, A. B. (1988) – Limestone weathering: its engineering significance and a proposed classification scheme. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 21, pp. 7-32.
- FOOKES, P. G. & HORSWILL, P. (1970) – Discussion on engineering grade zones. *Proc. Conf. In Situ Investigations in Soils and Rocks*, London, pp. 53-57.
- FORSTER, I. R. (1983) – The influence of core sample geometry on the axial point-load test. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 20, pp. 291-295.
- FRANKLIN, J. A. (1981) – A shale rating system and tentative applications to shale performance. *Transportation Research Record*, 790, pp. 2-12.
- FRANKLIN, J.A. (1984) – A ring swell test for measuring swelling and shrinkage characteristics of rock. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.21, n°3, pp. 113-121.
- FRANKLIN, J. A.; BROCH, E. & WALTON, G. (1971) – Logging the mechanical character of rock. *Inst. Min. Metall. Trans.*, Sec. A, Vol. 80, Bull.770, pp. A1-A9.
- FRANKLIN, J. A. & CHANDRA, A. (1972) – The slake durability test. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 9, pp. 325-341.
- GAMBLE, J. C. (1971) – *Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks*. PhD Thesis, Univ. Illinois, Urbana-Champaign, 161p.
- GARTUNG, E. (1986) – Excavation in hard clay of the Keuper Formation, *Geotechnical Special Publication*, 2, ASCE, pp. 69-83.
- GASC-BARBIER, M.; GHOREYCHI, M. & TESSIER, D. (1999) – Comportement mécanique de roches argileuses profondes : incidence da la texture. *Proc. 9th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Paris, France, 1999, vol. 2, pp. 595-600.
- GEROGIANNOPOULOS, N. & BROWN, E.T. (1978) – The critical state concept applied to rock. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 15, pp. 1-10.
- GHAFOORI, M. ; CARTER, J. P. & AIREY, D. W. (1993) – Anisotropic behaviour of Ashfield shale in the direct shear test. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol. 1, pp. 509-515.
- GIJÓN, M. F. & GONZALEZ DE VALLEJO, L. I. (1991) – Stress-strain relationships in the analysis of the failure of weak rock masses. *Proc. 7th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Aachen, vol. 1, pp. 225-230.
- GOMES, C. F. (1979) – *Raios X no estudo de materiais*. Textos didáticos. Universidade de Aveiro. 209p.
- GOMES, C. F. (1988) – *Argilas. O que são e para que servem*. Fundação C. Gulbenkian, Lisboa, 457 p.
- GOMES, C. F. (2002) – *Argilas. Aplicações na Indústria*. Dep. de Geociências da Univ. de Aveiro. 338 p.
- GOMES, C. M. B. C. (1992) – *Caracterização geotécnica de rochas brandas*. Tese de Mestrado. FCT/UNL, Lisboa, 257p.
- GONÇALVES, F. (1998) – *Apontamentos de Geologia de Portugal*. Dep. Geociências da Univ. Évora, 244 p.

- GOODMAN, R. E. (1989) – *Introduction to Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, 2nd ed., 562 p.
- GOODMAN, R. E. (1993) – *Engineering Geology. Rock in engineering construction*. John Wiley & Sons, 412p.
- GRAINGER, P. (1984) – The classification of mudrocks for engineering purposes. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, Vol.17, pp. 381-387.
- GRAINGER, P. & HARRIS, J. (1986) – Weathering and slope stability on Upper Carboniferous mudrocks in southwest England. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 19, pp.155-174.
- GREMINGER, M. (1982) – Experimental studies of the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point-load testing. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 19, pp. 241-246.
- GRICE, R. H. (1969) – Test procedures for the susceptibility of shale to weathering. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Mexico, 3, pp. 884-889.
- GUNSALLUS, K. L. & KULHAWY, F. H. (1984) – A comparative evaluation of rock strength measures. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 21, pp. 233-248.
- HABERFIELD, C.M. (2000) – Panel report: Towards a universal approach to soil and rock engineering: Fact or fallacy? *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol. 3, pp. 1403-1409.
- HAMROL, A. (1962) – *A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks*. Technical paper nº 192, LNEC, Lisboa, 4 p.
- HANDIN, J.; HEARD, H. C. & MAGOUIRK, J. N. (1967) – Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite and glass at different temperatures and strain rates. *J. Geophys. Res.*, 72, pp. 611-640.
- HARAMY, K. Y. & DEMARCO, M. J. (1985) – Use of Schmidt hammer for rock and coal testing. *Proc. 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, pp. 549-555.
- HASSANI, F. P.; WHITTAKER, B. N. & SCOBLE, M. . (1979) – Strength characteristics of rocks associated with opencast coal mining in the U.K. *Proc. 20th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Austin, pp. 347-356.
- HAWKES, I. & MELLOR, M. (1970) – Uniaxial testing in rock mechanics laboratories. *Engineering Geology*, 4, pp. 177-284.
- HAWKINS, A. B. (1986) – Rock Descriptions. *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930. Geological Society, Engineering Geology Special Publication*, nº2, pp. 59-72.
- HAWKINS, A. B. (1998) – Aspects of rock strength. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment. IAEG*, vol. 57, nº1, June, 1998, pp. 17-30.
- HAWKINS, A. B. (2000) – General report: The nature of hard soils / soft rocks. *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol. 3, pp. 1391-1402.
- HAWKINS, A. B.; LAWRENCE, M. & PRIVETT, K.D. (1988) – The weathering implications on the engineering properties of the Fuller's earth formation, Bath, *Géotechnique*, 38, pp. 517-532.
- HAWKINS, A. B. & McCONNELL, B. J. (1991) – Influence of geology on geomechanical properties of sandstones. *Proc. 5th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Melbourne, vol. 1, pp. 257-260.
- HAWKINS, A. B. & OLVER, J. A. G. (1986) – Point Load Tests: Correlation Factors and Contractual Use. An Example from the Corallian at Weymouth. *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930. Geological Society, Engineering Geology Special Publication*, nº2, pp. 269-271.
- HAWKINS, A. B. & PINCHES, G. M. (1992) – The engineering description of mudrocks. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 25, nº1, pp. 17-30.

- HENCHER, S. R. (1993) – Conference summary. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 499-504.
- HENCHER, S. R. & MARTIN, R. P. (1982) – The description and classification of weathered rocks in Hong Kong for engineering purposes. *Proc. 7th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong, vol. 1, pp. 125-142.
- HENCHER, S. R. & McNICHOLL, D. P. (1995) – Engineering in weathered rock. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 28, pp. 253-266.
- HIGHT, D. W. (2000) – Sampling methods: evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils. *Actas do 7º Congresso Nacional de Geotecnia*, Porto, 2000, vol. 3, pp. 1275-1309.
- HOEK, E (1964) – Fracture of anisotropic rock. *J. South Afr. Inst. Min. Metall.*, 64, pp. 501-518.
- HOEK, E (1965) – *Rock fracture under static stress conditions*. Rep. MEG 303, CSIR, Pretoria, South Africa.
- HOEK, E. & BROWN, E. T. (1997) – Practical Estimates of Rock Mass Strength, *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, Pergamon, vol. 34, nº 8, pp. 1165-1186.
- HOEK, E.; MARINOS, P. & BENISSI, M. (1998) – Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, IAEG*, vol. 57, nº 2, pp. 151-160.
- HOMAND, F.; MOREL, E.; HENRY, J. P.; CUXAC, P. & HAMMADE, E. (1993) – Characterization of the moduli of elasticity of an anisotropic rock using dynamic and static methods. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 30, nº5, pp. 527-535.
- HONGXI, L. (1993) – Physico-chemical properties of swelling soft rocks. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol. 1, pp. 665-670.
- HOPKINS, T. C. & DEEN, R. C. (1984) – Identification of shales. *Geotechnical Testing J., GTJODJ*, vol. 7, nº1, pp. 10-18.
- HORSEMAN, S.T.; WINTER, M.G. & ENTWISLE, D.C. (1993) – Triaxial experiments on Boom Clay. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 35-43.
- HOSHINO, K. (1981) – Consolidation and strength of the soft sedimentary rocks. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 155-160.
- HOSSEINI, M. S.; HAYATDAVOUDI, A. (1985) – Reservoir characterization of tusaloosa sand by mineralogical and petrological data. *Soc. of Petroleum Eng., SPE 14274*.
- HOWARTH, D. F. (1987) – The effect of pre-existing microcavities on mechanical rock performance in sedimentary and crystalline rocks. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 24, pp. 223-233.
- HOWELL, D. G. & JONES, D. L. (1984) - Tectonostratigraphic terrane analysis and some terrane vernacular. In: *Howell, D.G. ; Jones, D.L.; Cox, A. & Nur, A. (Editors). Proc. Circum-Pacific Terrane Conference*, Stanford Univ. Publ. Geol. Sci. 18, pp. 6-9.
- HOWELL, D. G.; JONES, D. L. & SCHEMER, E. R. (1985) - Tectonostratigraphic terranes in the Circum-Pacific region. In: *Howell, D.G. (Editors). Tectonostratigraphic terranes of the Circum-Pacific region*. Houston, Circum-Pacific Council for Energy and Mineral Resources. Earth Sci. Ser. 1, pp. 3-30.
- HUANG, S. L.; AUGHENBAUGH, N. B. & ROCKAWAY, J. D. (1986) – Swelling pressure studies of shales. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 23, nº5, pp. 371-377.

- HUDSON, J. A. (1993) – Rock Properties Testing Methods and Site Characterization. In: J.A. Hudson (Editor) *Comprehensive Rock Engineering*. Pergamon Press, Oxford, vol. 3, pp. 1-39.
- HUDSON, J. A. (editor) (1993) – *Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects*. Pergamon Press, Oxford, 5 vols.
- HUDSON, J. A. & HARRISON, J. P. (1997) – *Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles*. Univ. London, UK. Pergamon Press, 444p.
- IAEG (1979) – Classification of rocks and soils for engineering geological mapping. Part. 1: Rock and soil materials. IAEG Commission of engineering geological mapping. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 19, pp. 364-371.
- IAEG (1981) – Rock and soil description and classification for engineering geological mapping. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, 24, pp. 253-274.
- ILIEV, I.G. (1966) – An attempt to estimate the degree of weathering of intrusive rocks from their physico-mechanical properties. *Proc. 1st Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Lisbon, pp. 109-114.
- INAG (1988) – *Vertente esquerda da Estrada de acesso imediatamente a montante da Barragem do Funcho*. Sondagens S1-S2-S3. Min. Ambiente, Instituto da Água, Dir. Serv. Projectos e Obras, Div. Estudos e Projectos. INAG, Jan., 1998.
- INAG (1999) – *Torre do radar do INAG no Ameixial. Ensaio de carga com placa*. Nota de apresentação dos resultados. CEGSA.
- INDRARATNA, B. (1993) – Engineering properties of a clay shale with particular reference to construction problems. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol. 1, pp. 561-568.
- INGRAM, R. L. (1953) – Fissility of mudrocks. *Bulletin of the Geological Society of America*, 64, pp. 869-878.
- INOUE, M & OHOMI, M. (1981) – Relation between uniaxial compressive strength and elastic wave velocity of soft rock. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol. 1, pp. 9-13.
- IRFAN, T. Y. (1988) – Fabric variability and index testing of a granitic saprolite. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils*, Singapore, vol.1, pp. 25-35.
- IRFAN, T. Y. (1996) – Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granites in Hong Kong. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 29, pp. 5-35.
- IRFAN, T. Y. & DEARMAN, W. R. (1978a) – The engineering petrography of a weathered granite in Cornwall, England. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 11, pp. 233-244.
- IRFAN, T. Y. & DEARMAN, W. R. (1978b) – Engineering classification and index properties of a weathered granite. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, vol. 17, pp. 79-90.
- ISRM (1974) – Suggested methods for determining shear strength. *International Society for Rock Mechanics; Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, February 1974, pp. 129-140.
- ISRM (1978) – Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.15, pp. 319-368.
- ISRM (1979a) – Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.16, n°2, pp. 135-140.
- ISRM (1979b) – Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake durability index properties. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.16, n°2, pp. 141-156.

- ISRM (1981) – Basic geotechnical description of rock masses. Int. Society of Rock Mechanics, Commission on the Classification of Rocks and Rock Masses. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 18, pp. 85-110.
- ISRM (1983) – *Characterization of swelling rock*, (item 1). Commission on swelling rock. October, 1983, 4p.
- ISRM (1985) – Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 22, pp. 54-60.
- ISRM (1989) – Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 26, pp. 415-426.
- ISRM (1994) – Suggested methods for rapid field identification of swelling and slaking rocks. Commission on swelling rock. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.31, n°5, pp. 547-550.
- ISRM (1999) – Suggested methods for laboratory testing of swelling rocks. *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, pp. 291-306.
- ISSMFE (1975) – *Proc. V Cong. Pan-American of International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, 1975.
- ISSMFE - TC 22 (1989) – *Report of technical Committee on Indurated Soils and Soft Rocks*, Rio de Janeiro.
- JAE/LNEC (1991a) – *Via Longitudinal do Algarve; Lanço Tavira – Pinheira; Ensaio de colapso*. Estudo realizado no âmbito do Protocolo JAE/LNEC ao abrigo do Proc.º 53/1/9314: Aterros de enrocamento em vias de comunicação. Dep. de Geotecnia. Núcleo de Fundações. LNEC, 22 p.
- JAE/LNEC (1991b) – *Via Longitudinal do Algarve; Metodologia do estudo de enrocamentos*. Estudo realizado no âmbito do Protocolo JAE/LNEC ao abrigo do Proc.º 53/1/9314: Aterros de enrocamento em vias de comunicação. Dep. de Geotecnia. Núcleo de Fundações. LNEC, 19 p.
- JAE/LNEC (1991c) – *Via Longitudinal do Algarve; Lanço Tavira – Pinheira; Aterros experimentais e ensaios laboratoriais*. Estudo realizado no âmbito do Protocolo JAE/LNEC ao abrigo do Proc.º 53/1/9314: Aterros de enrocamento em vias de comunicação. Dep. de Geotecnia. Núcleo de Fundações. Grupo de Estudo de Rochas Ornamentais. LNEC, 19 p.
- JAE/LNEC (1993) – *Via Longitudinal do Algarve; Síntese dos estudos relativos à caracterização dos materiais e especificações de construção dos aterros de enrocamento*. Estudo realizado no âmbito do Protocolo JAE/LNEC ao abrigo do Proc.º 53/1/9318: Aterros de enrocamento em vias de comunicação. Dep. de Geotecnia. Núcleo de Fundações. Grupo de Estudo de Rochas Ornamentais. LNEC, 57 p.
- JAE/LNEC (1994) – *Via Longitudinal do Algarve; Sublanço Nó de Tavira – Nó de Pinheira*. Estudo realizado no âmbito do Protocolo JAE/LNEC ao abrigo do Proc.º 094/11/10032: Terraplenagens e leitos de pavimentos. Dep. Vias de Comunicação, Núcleo de Geotecnia Rodoviária. LNEC. 54 p.
- JENKINS, R. (1976) – *An introduction to X-ray Spectrometry*. Heyden, London.
- JEREMIAS, F. T. S. A. A. (1991) – *Importância da expansibilidade na durabilidade dos materiais rochosos e técnicas laboratoriais para a sua avaliação*. Tese de Mestrado. FCT/UNL. Lisboa. 220p.
- JEREMIAS, F. T. S. A. A. (1997) – *Influência dos factores geológicos nas propriedades geotécnicas das rochas silto-argilosas*. Tese para Especialista do LNEC. Lisboa. 474p.
- JING, C.; LU, C.; WEI, Q.; GRASSO, P.; MAHTAB, A. & XU, S. (1994) – A reversible dilatometer for measuring swelling and deformation characteristics of weak rock. *Proc. 7th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Lisboa, Portugal, vol.1, pp. 339-346.
- JOHNSON, R. B. & DEGRAFF, J. V. (1988) – *Principles of Engineering Geology*. John Wiley & Sons. 497 p.
- JOHNSTON, I.W. (1993) – Soft Rock Engineering. In: J.A. Hudson (Editor) *Comprehensive Rock Engineering*. Pergamon Press, Oxford, vol. 1, pp. 367-393.

- JOHNSTON, I. W. & CHIU, H. K. (1981) – The consolidation properties of a soft rock. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Stockholm, vol. 1, pp. 661-664.
- JOHNSTON, I. W. & NOVELLO, E. A. (1985) – Cracking and critical state concepts for soft rock. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, San Francisco, vol. 2, pp. 515-518.
- JOHNSTON, I. W. & NOVELLO, E. A. (1993) – Soft Rocks in the geotechnical spectrum. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol.1, pp. 177-183.
- JULIVERT, M.; FONTBOTÉ, J.; RIBEIRO, A. & CONDE, L. (1974) – Memória explicativa del Mapa Tectónico de la Península Ibérica y Baleares. *Inst. Geol. Min. España*, Madrid. 101p.
- JUSTO, J. L. (1997) – *La utilización de rocas de baja resistencia en los terraplenes y pedraplenes de carreteras (problemas de colapso y reptación)*. 70º Aniversario JAE, Colóquio sobre Aterros, 23 de Setembro, Lisboa, 33 p.
- KAJI, N.; LOZANO, M.; SANCHES, D. & PACHECO, I. B. (1981) – Special Investigations – Integral Sampling and Weatherability and Initial Stress Testings – for the design of a canal. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol. 2, pp. 210-215.
- KANJI, M. A. & GALVÁN, V. R. (1998) – Correlation of properties of soft rocks. “The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks”. *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks. Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Italy, 1998, vol.1, pp. 239-244.
- KIM, K. & FRANKLIN, J. A. (1987) – Suggested methods for rock stress determination. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 24, 1, pp. 53-74.
- KING, M. S. (1983) – Static and dynamic elastic properties of rocks from the Canadian Shield. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 20, nº5, pp. 237-241.
- KITAOWA, M.; ENDO, G. & HOSHINO, K. (1977) – Influence of moisture on the mechanical properties of soft rock. *Proc. 5th National Symposium Rock Mechanics*, Japan.
- KLUG, H. P. & ALEXANDER, L. E. (1974) – *X-ray diffraction procedures*. John Wiley & Sons, 2ª ed., 966 p.
- KNILL, J. L. (1982) – Moderator’s report on engineering geology and rock mechanics. *Proc. 7th Southeast Asian Geot. Conf.*, Hong Kong, vol.2, pp. 159-165.
- KNILL, J.L. & JONES, K. S. (1965) – The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of the Roseires, Kariba and Latiyan dams. *Géotechnique*, 15, pp. 94-124.
- KOJIMA, K.; SAITO, Y. & YOKOKURA, M. (1981) – Quantitative estimation of swelling and slaking characteristics for soft rock mass. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 219-223.
- KOSHIMA, A.; FROTA, R. G. Q.; LORANO, M. H. & HOSHISK, J. C. B. de F. (1983) – Comportamento e propriedades geomecânicas do arenito Bauru. *Simpósio Geotécnico Sobre Bacia Alto Paraná, ABGE-ABMS-CBMR*, São Paulo, 2, pp. 173-189.
- KRANK, K. D. & WATTERS, R. J. (1983) – Geotechnical properties of weathered Sierra Nevada granodiorite. *Bull. Assoc. Engineering Geologists*, XX, pp. 173-184.
- LADEIRA, F. L. (1983) – *Ensaio em Mecânica das Rochas. Parte I*. Escola de Minas, Departamento de Mineração. Univ. Federal de Ouro Preto. 148 p.
- LADEIRA, F. L. (1984) – Instabilidade em taludes rochosos provocado por rápido intemperismo. *4º Congresso Bras. Geologia de Engenharia*, Belo Horizonte, vol.3, pp. 377-382.
- LADEIRA, F. L. (2003) – *Sondagens: Elementos básicos*. 411 p.

- LADEIRA, F. L. & GOMES, M. (1986) – Quantificação da alterabilidade de um gnaise. *Geociências*, Aveiro, vol.1, pp. 61-66.
- LADEIRA, F. L. & MINETTE, E. (1984a) – Índices físicos de alteração na quantificação da alterabilidade de rochas. *4º Congresso Bras. Geologia de Engenharia*, Belo Horizonte, vol. 3, pp. 359-363.
- LADEIRA, F. L. & MINETTE, E. (1984b) – Índices geomecânicos de alteração na quantificação da alterabilidade das rochas. *4º Congresso Bras. Geologia de Engenharia*, Belo Horizonte, vol. 3, pp. 364-370.
- LADEIRA, F. L. & MINETTE, E. (1984c) – A quantificação da alterabilidade das rochas. *Geotecnia*, SPG, Lisboa, nº 40, pp. 27-36.
- LADEIRA, F. L. & RODRIGUES, C. M. G. (1994) – Rochas brandas: sua degradação e conseqüente instabilização de taludes rochosos. *Proc. X Cong. Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações / 1º Simp. Brasileiro de Mecânica das rochas*. Foz do Iguazu - Paraná.
- LAMA, R. D. & VUTUKURI, V. S. (1978a) – *Handbook on Mechanical Properties of Rocks*. Series on Rock and Soils Mechanics, vol. II, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany. 481p.
- LAMA, R. D. & VUTUKURI, V. S. (1978b) – *Handbook on Mechanical Properties of Rocks*. Series on Rock and Soils Mechanics, vol. IV, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany. 515p.
- LAN, T. N. (1980) – L'essai au bleu de méthylène. Un progrès dans la mesure et le contrôle de la propreté des granulats. *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées*, 107, pp. 130-135.
- LAN, T. N. (1981) – Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassement routier. *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées*, 111, pp. 5-16.
- LAN, T.N. & MILLON-DEVIGNE (1984) – L'essai au bleu de méthylène turbidimétrique. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, 29, pp. 453-456.
- LANCELOTTA, R. (1995) – *Geotechnical Engineering*. A. A. Balkema. Rotterdam. 436p.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S. & TAVENAS, F. (1986) – A technique for long-term storage of clay samples. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, 4, pp. 602-605.
- LASHKARIPOUR, G. R. (1998a) – The effect of water content on the mechanical behaviour of mudrocks. *Proc. 8th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Vancouver, Canada, 1998, vol. 1, pp. 289-293.
- LASHKARIPOUR, G. R. (1998b) – The mechanical behaviour of anisotropic fine-grained sedimentary rocks. *Proc. 8th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Vancouver, Canada, 1998, vol. 1, pp. 499-503.
- LASHKARIPOUR, G. R. & PASSARIS, E. K. S. (1994) – Development of a database system on shale characteristics. *Proc. 7th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Lisboa, vol.6, pp 4477-4482.
- LASHKARIPOUR, G. R. & PASSARIS, E. K. S. (1995) – Correlations between index parameters and mechanical properties of shales. *Proc. 8th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Tokyo, vol. 1, pp. 257-261.
- LEE, S. G. & De FREITAS, M. H. (1988) – Quantitative definition of highly weathered granite using the slake durability test. *Géotechnique* 38, nº4, pp. 635-640.
- LEE, S. G. & De FREITAS, M. H. (1989) – A revision of the description and classification of weathered granite and its application to granites in Korea. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 22, pp. 31-48.
- LEMPP, C. (1981) – Weatherability of overconsolidated pelitic rocks of the Keuper and Jurassic in Southwestern Germany. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, nº 23, pp. 101-108.
- LITTLE, A. L. (1969) – The engineering classification of residual tropical soils. *Proc. Spec. Session on Engineering Properties Lateritic Soils. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Mexico City, pp.1-10.

- LNEC E238 (1970) – *Ensaio de alteração pelo sulfato de sódio ou pelo sulfato de magnésio*. Agregados. LNEC E238-1970, Lisboa, Portugal, pp. IV85-IV90.
- LO, K. Y. (1970) – The operational strength of fissured clays. *Géotechnique*, 20, pp. 57-74.
- LO, K.Y. & MILLIGAN, V. (1967) – Shear strength properties of two stratified clays. *Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 93, pp. 1-15.
- LOTZE, F. (1945) – Zur Gliederung der Varisciden der Iberischen Meseta. *Geotektn. Forsch.*, 6, pp. 78-92.
- LOUREIRO-PINTO, J. (1973) – *Deformabilidade de rochas xistosas*. Memória nº 418, LNEC, Lisboa, 6 p.
- LOUREIRO-PINTO, J. (1981) – Determination of the deformability modulus of weak rock masses by means of large flat jacks (LFJ). *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 447-452.
- LOVEGROVE, G. W. & FOOKES, P. G. (1972) – The planning and implementation for a highway in tropical conditions in Fiji. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 5, pp. 43-68.
- LUCAS, F. J. F. (1991) – *Utilização de xistos alterados em terraplenagens e seu comportamento evolutivo*. Tese de Mestrado, FCT/UNL, Lisboa, 181 p.
- LUCAS, F. J. F. & CORREIA, A.G. (1991a) – Parâmetros característicos para avaliação da evolução de xistos alterados. *Actas do 4º Cong. Nacional de Geotecnia*, vol.1, pp. 265-274.
- LUCAS, F. J. F. & CORREIA, A.G. (1991b) – Sistemas de classificação de xistos alterados com vista à sua aplicação em aterros rodoviários. *Actas do 4º Cong. Nacional de Geotecnia*, vol.1, pp. 221-229.
- LUMB, P. (1962) – The properties of decomposed granite. *Géotechnique*. 12: pp 226-243.
- LUTTON, R. J. (1977) – *Design and construction of compacted shales embankments*. vol. 3 - Slaking Indexes for Design. Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Report nº FHWA-RD-77-1, 94p.
- MAEKAWA, H. & MIYAKITA, K. (1991) – Effect of repetition of drying and wetting on mechanical characteristics of a diatomaceous mudstone. *Soils and Foundations*, vol. 31, nº 2, pp. 117-133.
- MAGNAN, J. P. & YOUSSEFIAN, G. (1989) – Essai au blue de méthylène et classification géotechnique des sols. *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées*, 159, pp. 93-104.
- MARANHA DAS NEVES, E. & PINTO, A. V. (1983) – Compaction control of random materials. *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Helsínquia, vol.1, pp. 55-58.
- MARQUES, F. M. S. F. (1997) – *As arribas do Litoral do Algarve. Dinâmica, processos e mecanismos*. Dissertação de Doutoramento, Univ. de Lisboa, Lisboa, 560 p.
- MARQUES, F. M. S. F. (2002) – Movimentos de massa de vertente em rochas xistentas: Exemplos das arribas do SW de Portugal. *Actas do 8º Cong. Nacional de Geotecnia*, Lisboa, vol. 3, pp. 1737-1748.
- MARTIN, R. P. (1986) – Use of index tests for engineering assessment of weathered rocks. *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires, Th. 5, 2.1.4, pp. 433-450.
- MARTIN, R. P. & HENCHER, S. R. (1986) – Principles for description and classification of weathered rocks for engineering purposes. In: *Hawkins A. B. (editor), Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*. Geological Society, Engineering Geology Special Publication, nº2, London, pp. 299-308.
- MELTON, M. A. (1965) – Debris-covered hillslopes of the southern Arizona desert – consideration of their stability and sediment contribution. *J. Geol.*, 73, pp. 715-729.
- MENDES, F. M. (1983) – O túnel S. Domingos - Morgavel e a geotecnia. *Geotecnia*, nº 37, SPG, Lisboa, pp. 103-117.

- MENDES, F. M.; BARROSO, M. G. & OJIMA, L. M. (1981) – Geotechnical Characterization of Weak Carboniferous Formations of South Portugal. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol.2, pp. 915-920.
- MESRI, G.; ADACHI, K. & ULLRICH, C. R. (1976) – Pore pressure response in rock to undrained change in all-round stress. *Géotechnique*, 26, pp. 317-330.
- MICHELIS, P. & BROWN, E. T. (1986) – A yield equation for rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 3, pp. 9-17.
- MONJOIE, A.; SCHROEDER, Ch. ; Da SILVA, F.; DEBANDE, G.; HALLEUX, L.; DETIÈGE, Cl. & POOT, B. (1985) – Mechanical behaviour of chalks. *Proc. North Sea Chalk Symposium*, Stavanger, May 1985.
- MONJOIE, A. & SCHROEDER, Ch. (1995) – Geologie de l'ingenieur: les massifs crayeux en Belgique. *Proc. Colloquium Mundanum 1995, Chalk and Shales*, GBMR/ISRM, Brussels, Theme 1, Addendum, pp.1.1.1-1.1.14.
- MOON, V. G. & BEATTIE, A. G. (1995) – Textural and microstructural influences on the durability of Waikato Coal Measures mudrocks. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 28, pp. 303-312.
- MOORE, D. M. & REYNOLDS JR., R. C. (1989) – *X – Ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals*. Oxford University Press. New York, 332p.
- MORGENSTERN, N. R. & EIGENBROD, K. D. (1974) – Classification of argillaceous soils and rocks. *J. Geotech. Engineering Div., Amer. Soc. Civ. Eng.*, vol. 100, n° GT 10, October, pp. 1,137-1,156.
- MOYE, D. G. (1955) – Engineering geology for the Snowy Mountain scheme. *Journal of Institution of Engineers*, Australia, vol. 27, pp. 287-298.
- MÜLLER, L., (1974) – Rock mass behaviour – determination and application in engineering practice; advances in rock mechanics. *Proc. 3rd Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Denver, vol. 1, Pt. A, pp. 205-215.
- MUNHÁ, J. (1976) – Nota preliminar sobre o metamorfismo na Faixa Piritosa Portuguesa. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*, 60, pp. 151-161.
- MUNHÁ, J. (1979) – Blue amphiboles, metamorphic regime and plate tectonic modelling in the Iberian Pyrite Belt. *Contrib. Mineral Petrol.* 69, pp. 279-289.
- MUNHÁ, J. (1990) – Metamorphic Evolution of the South Portuguese/ Pulo do Lobo Zone. In: *Dallmeyer, R.D. & Martinez Garcia, E. (editors), Pre-Mesozoic Geology of Iberia*, Springer-Verlag, pp. 363-368.
- MUNHÁ, J.; FYFE, W. S. & KERRICH, R. (1980) – Adularia, the characteristic mineral of felsic spilites. *Contrib. Mineral Petrol.*, 75, pp. 15-19.
- MUNHÁ, J. & KERRICH, R. (1980) – Sea-water basalt interaction in spilites from the Iberian Pyrite Belt. *Contrib. Mineral Petrol.* 73, pp. 191-200.
- MUNHÁ, J.; OLIVEIRA, J. T.; RIBEIRO, A.; OLIVEIRA, V.; QUESADA, C. & KERRICH, R. (1986) – Beja-Acebuches Ophiolite: characterization and geodynamic significance. *Maleo (Abstr.)* 2 (13), pp. 31.
- NASCIMENTO, U.; OLIVEIRA, R. & GRAÇA, R. (1968) – Rock swelling test. *Proc. Int. Symp. on Rock Mechanics*, Madrid, pp. 363-365.
- NEILSON, J.L. (1970) – Notes on weathering of the Silurian rocks of the Melbourne district. *J. Inst. Engrs., Australia*, 42, pp. 9-12.
- NEIVA, J. M. C. & LIMA, C. (2002) – Geotechnics of Granitic and Schist Masses at Dam Foundations, Caverns and Tunnels. In: *V. M. Sharma & K. R. Saxena (Editors), In-situ characterization of rocks*. A. A. Balkema Publishers, Cap. 9, pp. 309-358.

- NEIVA, J. M. C.; SILVA, J. A. H.; TEIXEIRA, J. A. G. & SARAIVA, A. L. A. (1983) – Geology of the S.Domingos-Morgavel Tunnel (Sines, Portugal). *Proc. Int. IAEG Symp. on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisboa, T1, pp. 1.257-1.265.
- NEWBERY, J. (1970) – Engineering geology in the investigation and construction of the Batang Padang hydro-electric scheme, Malaysia. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 3, pp. 151-181.
- NORBURY, D. R. (1986) – The Point Load Test. In: A. B. Hawkins (editor), *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*. Geological Society, Engineering Geology Special Publication, n° 2, pp. 325-329.
- NORBURY, D. R.; CHILD, G. H. & SPINK, T. W. (1986) – A critical review of section 8 (BS 5930) – Soil and Rock Description. In: A. B. Hawkins (editor), *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*. Geological Society, Engineering Geology Special Publication, n°2, pp. 331-342.
- NORRISH, K. & CHAPPELL, B. W. (1977) – X-ray fluorescence spectrometry. In: Zussman, J. (editor), *Physical methods in determinative mineralogy*. Academic Press, London, pp. 201-272.
- NORRISH, K. & HUTTON, J. T. (1969) – An accurate X-ray spectrographic method for the analysis of a wide range of geological samples. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 33, pp. 431-453.
- NOVELLO, E. A. (1988) – *Geomechanics and the critical state*. Ph. D. Thesis, Monash University, Melbourne.
- NOVELLO, E. A. & JOHNSTON, I. W. (1989) – Normally consolidated behaviour of geotechnical materials. *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Rio de Janeiro, vol. 3, pp. 2095-2100.
- NUNES, A. L. L. (1989) – *Um estudo sobre as características de resistência e deformabilidade de arenitos*. Tese de Mestrado. Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 280p.
- OJIMA, L. M. (1981a) – *Metodologia de classificação de maciços rochosos aplicável a túneis*. Tese para especialista, LNEC, Lisboa, 204p.
- OJIMA, L.M. (1981b) – Classificação Geotécnica do maciço atravessado pelo túnel do adutor Sado-Morgavel. *Geotecnia* n°31, pp. 47-69.
- OJIMA, L. M. & RODRIGUES, J. D. (1983) – Weathering of phyllite in Morgavel Tunnel. *Proc. Int. IAEG Symp. on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisboa, vol.1, pp. 11-114.
- OLSON, R. E. (1974) – Shearing strengths of Kaolinite, illite and montmorillonite. *J. Geot. Eng. Div., Amer. Soc. Civ. Eng.*, 100, pp. 1212-1229.
- OKAMOTO, R.; SUGAHARA, H. & HIRANO, I. (1981) – Slaking and swelling properties of mudstone. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 213-218.
- OLIVEIRA, J. T (1983) – The marine Carboniferous of South Portugal: a stratigraphic and sedimentological approach. In: Sousa, M. J. L. & Oliveira, J.T. (editors), *The Carboniferous of Portugal. Memórias dos Serviços Geológicos de Portugal* 29, pp. 3-37.
- OLIVEIRA, J. T (1984) – Carta Geológica de Portugal à escala 1/200 000. Notícia Explicativa da Folha 7, *Serv. Geol. Portugal*, 77 p.
- OLIVEIRA, J. T. (1988) - Estratigrafia, Sedimentologia, e Estrutura do Flysch da Formação de Mértola, na Região de Mértola. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*, t. 74, pp. 3-19.
- OLIVEIRA, J. T. (1990) – South Portuguese Zone. Stratigraphy and Synsedimentary Tectonism. In: Dallmeyer, R.D. & Martinez Garcia, E. (editors), *Pre-Mesozoic Geology of Iberia*, Springer-Verlag, pp. 334-347.
- OLIVEIRA, J. T.; HORN, M.; KULLMAN, J. & PAPROTH, E. (1985) – Stratigraphy of the upper Devonian and Carboniferous sediments of southwestern Portugal. *X Congr. Int. Strat. Géol. Carbonifère Madr* (1983) Co Re 1, pp. 107-120.

- OLIVEIRA, J. T.; HORN, M. & PAPROTH, E. (1979) – Preliminary note on the stratigraphy of the Baixo Alentejo Flysch Group, Carboniferous of Portugal, and on the palaeogeographic development compared to corresponding units in northwest Germany. *Comunicações dos Serviços Geológicos de Portugal*, 65, pp. 151-168.
- OLIVEIRA, J. T.; MONTEIRO, J. H.; ZBYSZEWSKI, G.; MANUPPELLA & OLIVEIRA, V. (coord.) (1983) – Carta Geológica de Portugal à escala 1/200 000, Folha 7, *Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa.
- OLIVEIRA, J. T.; MONTEIRO, J. H.; ZBYSZEWSKI, G.; MANUPPELLA & OLIVEIRA, V. (coord.) (1988) – Carta Geológica de Portugal à escala 1/200 000, Folha 8, *Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1993) – Weak rock material. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 5-15.
- OLIVIER, H. J. (1976) – Importance of rock durability in the engineering classification of Karoo rock masses for tunnelling. *Proc. Symp. Explor. Rock Engineering*, Johannesburg, Balkema, pp. 137-144.
- OLIVIER, H. J. (1979) – A new engineering-geological rock durability classification. *Engineering Geology*, 14, pp. 255-279.
- OLIVIER, H. J. (1979) – Some aspects of the influence of mineralogy and moisture redistribution on the weathering behaviour of mudrocks. *Proc. 4th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Montreux, vol.3, pp. 467-474.
- OLIVIER, H. J. (1990) – Some aspects of the engineering-geological properties of swelling and slaking mudrocks. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.1, pp. 707-712.
- OLLIER, C. D. (1984) – *Weathering*. Longman. London.
- ONODERA, T. F.; YOSHINAKA, R. & ODA, M. (1974) – Weathering and its relation to mechanical properties of granite. *Proc. 3rd Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Denver, Co, vol. II (A), pp. 71-78.
- ORDAZ, J. & ARGANDOÑA, V. G. R. (1981) – Swelling characteristics of some mudrocks from Asturias (Spain). *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 231-235.
- ORDÓÑEZ, S.; SORIANO, A.; GARCIA DEL CURA, M. A. & ESTEBAN, F. (1990) – Swelling mechanics of Tertiary anhydritic-dolomitic shales. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.3, pp. 1963-1971.
- PALMSTROM, A. (1995) – Characterizing the Strength of Rock Masses for Use in Design of Underground Structures, *Proc. Conf. Design and Construction of Underground Structures*, New Delhi, pp. 43-52.
- PALMSTROM, A. (1996) – Rmi - A System for Characterizing Rock Mass Strength for Use in Rock Engineering, *J. Rock Mechanics and Tunneling Technology*, India, vol. 1, n° 2, pp. 69-108.
- PARSONS, A. W. (1981) – The assessment of soils and soft rocks for embankment construction. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 14, pp. 219-230.
- PECHORKIN, I.A. (1986) – Engineering geological aspects of study of karst deposits. *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires, 1986, pp. 637-641.
- PEJON, O.J. & ZUQUETTE, L.V. (1998) – Scanning electron microscopy analysis of the texture and mineralogy of swelling weak rocks. *Proc. 8th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Vancouver, vol. 1, pp. 529-534.
- PELLS, P. J. N. & FERRY, M. J. (1983) – Needless stringency in sample preparation standards for laboratory testing of weak rocks. *Proc. 5th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Melbourne, vol. 1, pp. A203-A207.
- PEREIRA, Z. (1997) – *Palinologia e petrologia orgânica do sector Sudoeste da ZSP*. Tese de Doutoramento, Fac. Ciênc. Univ. Porto, 268 p.

- PEREIRA, M. F. C. C. (1999) – *Caracterização da Estrutura dos Domínios Setentrionais da Zona de Ossa-Morena e seu Limite com a Zona Centro-Ibérica, no Nordeste Alentejano*. Tese de Doutoramento. Dep. de Geociências, Univ. Évora, Évora. 115 p.
- PERES-RODRIGUES, F. (1983) – Anisotropia. In: *Peres-Rodrigues, F. (Coord.). Desenvolvimentos recentes no domínio da mecânica das rochas*. LNEC, Lisboa, cap. VI, pp. 91-121.
- PERES-RODRIGUES, F.; CHARRUA-GRAÇA, J. G.; LOUREIRO-PINTO, J.; PEDRO, J.O.; FERREIRA, M. J. E. & GROSSMANN, N. F. (1983) – *Desenvolvimentos recentes no domínio da mecânica das rochas*. LNEC, Lisboa, 292 p.
- PETTIJOHN, F. J. (1975) – *Sedimentary Rocks*. Publ., New York: Harper and Row (3ª ed.), 628p.
- PHILLIPSON, H. B. & CHIPPI, P. N. (1982) – Air Foam Sampling of Residual Soils in Hong Kong. *Proc. ASCE Geotech. Engineering Div., Special Conference on Construction in Tropical and Residual Soil*, Honolulu, 17p.
- PICARD, M. D. (1971) – Classification of fine-grained sedimentary rocks. *Journal of Sedimentary Petrology*, 41, pp. 179-195.
- PIMENTA, C.; BERTOLUCCI, J. C. F. & LOZANO, M. H. (1981) – Escavação experimental em arenito Bauru. *Anais do 3º Congresso da ABGE*, 3, pp. 255-274.
- PINHO, A. B. (1993) – *Correlações entre parâmetros índice e propriedades geotécnicas de solos argilosos*. Tese de Mestrado, UNL/FCT, Lisboa, 191 p.
- POMEROY, C. D.; HOBBS, D. W. & MAHMOUD, A. (1971) – The effect of weakness-plane orientation on the fracture of Barnsley Hards by triaxial compression. *Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 8, pp. 227-238.
- POTTER, P. E.; MAYNARD, J. B. & PRYOR, W. A. (1980) – *The sedimentology of shale: A study guide and reference source*. New York, Springer Verlag, 306p.
- POTTS, P. J. (1987) – *A handbook of silicate rock analysis*. Chapman and Hall, New York, 621 p.
- PRESTON, D. A. (1976) – Correlation of certain physical and chemical properties of sedimentary rocks. *Proc. 17th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, 2AB-1 - 2AB-6.
- PRICE, D. G. (1995) – Weathering and weathering processes. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 28, pp. 243-252.
- PRIEST, S. D. & SELVAKUMAR, S. (1982) – *The Failure Characteristics of Selected British Rocks*. A report to the Transport and Research Laboratory, Department of Environment & Transport, Imperial College, London.
- PUSCH, R. (1982) – Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 19, pp. 381-387.
- PYE, K. & MILLER, J. A. (1990) – Chemical and Biochemical weathering of pyritic mudrocks in a shale embankment. *Quarterly Journal Engineering Geology*, vol. 23, pp. 265-381.
- QUESADA, C.; FONSECA, P. E.; MUNHÁ, J.; OLIVEIRA, J. T. & RIBEIRO, A. (1994) – The Beja-Acebuches Ophiolite (Southern Iberia Variscan fold belt): Geological characterization and geodynamic significance. *Boletín Geológico y Minero*, vol. 105-1, pp. 3-49.
- READ, S. A. L. & MILLAR, P. J. (1991) – Classification of New Zealand soft sedimentary rock materials. *Proc. 7th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Aachen, vol. 1, pp. 327-331.
- READ, S. A. L.; MILLAR, P. J.; RIDDOLLS, B. W. & WHITE, T. (1981) – Geomechanical Properties of New Zealand Soft Sedimentary Rocks. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol. 1, pp. 33-38.

- READ, S. A. L.; PERRIN, N. D. & BROWN, I. R. (1987) – Measurement and analysis of laboratory strength and deformability characteristics of schistose rock. *Proc. 6th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Montreal, vol. 1, pp. 233-238.
- RIBEIRO, A.; ANTUNES, M. T.; FERREIRA, M. P.; ROCHA, R. B.; SOARES, A. F.; ZBYSZEWSKI, G.; MOITINHO DE ALMEIDA, F.; CARVALHO, D. & MONTEIRO, J. H. (1979) – *Introduction à la Géologie Général du Portugal*, Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa, 114 p.
- RIBEIRO, A. & SILVA, J. B. (1983) – Structure of the South Portuguese Zone. In: *Sousa, M. J. L. & Oliveira, J.T. (editors), The Carboniferous of Portugal. Memórias dos Serviços Geológicos de Portugal* 29, pp. 83-89.
- RIBEIRO, A. (1981) – A Geotraverse through the variscan fold belt in Portugal. In: *Zwart, H.J. & Donsiepen, V.F. (eds). The variscan orogen in Europe. Geol. Mijnbouw*, 60, pp. 41-44.
- RIBEIRO, A. (1983) – Guia das excursões no bordo SW da Zona de Ossa- Morena: relações entre as formações do Devónico Sup. e o Maciço de Évora na região de Cabrela (Vendas Novas). *Comun. Serv. Geol. Port.*, 69 (2), pp. 267-269.
- RIBEIRO, A.; QUESADA, C. & DALLMEYER, R. D. (1987) – Tectonostratigraphic terranes and the geodynamic evolution of the Iberian variscan Fold Belt. *Conf. On Deformation and Plate tectonics*, Gijon, Abst., pp. 60-61.
- RIBEIRO, A.; QUESADA, C. & DALLMEYER, R.D. (1990) – Geodynamic evolution of the Iberian Massif. In: *Dallmeyer, R.D. & Martinez Garcia, E. (editors), Pre-Mesozoic Geology of Iberia*, Springer-Verlag, pp. 399-409.
- RIBEIRO, O.; LAUTENSACH, H. & DAVEAU, S. (1988) – *Geografia de Portugal. O ritmo climático e a paisagem*. Edições João Sá da Costa Lda., Lisboa, vol. 2, 623 p.
- RIBEIRO, O.; LAUTENSACH, H. & DAVEAU, S. (1991) – *Geografia de Portugal. A posição geográfica e o território*. (2ª ed.), Edições João Sá da Costa Lda. , Lisboa, vol. 1, 334 p.
- RIMOLDI, H. V. (editor) (1986) – *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires, 1986.
- ROBARDET, M. (1976) – L'originalité du segment hercynienne sud-ibérique au Paléozoïque Inférieur: Ordovicien, Silurien et Devonien dans le Nord de la Province de Séville (Espagne). *C.R. Acad. Sci. Paris*, D 283, pp. 999-1002.
- ROCHA, M. (1971) – *Método para amostragem integral de maciços rochosos*. Memória nº 374, LNEC, Lisboa, 12 p.
- ROCHA, M. (1976) – *Estruturas subterrâneas*. LNEC, Lisboa.
- ROCHA, M. (1977) – *Alguns problemas relativos à Mecânica das Rochas dos materiais de baixa resistência*. Memória nº 491, LNEC, Lisboa, 25 p.
- ROCHA, M. (1981) – *Mecânica das Rochas*. LNEC. Lisboa. 445 p.
- ROCHA-FILHO, P.; ANTUNES, F. S. & FALCÃO, M. F. G. (1985) – Qualitative influences of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneissic residual soil. *Proc. 1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical Laterites and Saprolitic Soils*, Brasília, vol. 1, pp. 281-294.
- RODRIGUES, J. D. (1975a) – *Alterabilidade de rochas em problemas de Geologia de Engenharia. Aplicação a casos portugueses*. Tese para especialista do LNEC. Lisboa.
- RODRIGUES, J. D. (1975b) – *Alterabilité de roches schisteuses. Deux exemples d'application*. Memória nº 464, LNEC, 9 p.

Referências bibliográficas

- RODRIGUES, J. D. (1976) - *Estimation of the content of clay minerals and its significance in stone decay*. Memória n°478, LNEC, 14 p.
- RODRIGUES, J. D. (1977) – Previsão da alterabilidade de materiais rochosos naturais. *Geotecnia*, n° 20, pp. 53-68.
- RODRIGUES, J. D. (1978) – *About the quantitative determination of rock weatherability. A case history*. Memória n°499, LNEC, 18 p.
- RODRIGUES, J. D. (1988) – *Proposed Geotechnical Classification of Carbonate Rocks Based on Portuguese and Algerian Examples*. Memória n° 704, LNEC, Lisboa.
- RODRIGUES, J. D. (1990) – Problem materials. Defining and studying “problem materials”, a tentative approach. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.5, pp. 3645-3651.
- RODRIGUES, J. D. & JEREMIAS, F. T (1989) – Caracterização de rochas grauvacóides como material de construção. *Actas do 3º Encontro Nacional de Geotecnia*, Porto, vol.1, pp. A119-A131.
- RODRIGUES, J. D. & JEREMIAS, F. T. (1990) – Assessment of rock durability through index properties. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol. 4, pp. 3055-3060.
- RODRIGUES, L. F. (1979) – *Métodos de Prospecção Sísmica em Geologia de Engenharia. A importância da onda de corte*. Tese para Especialista do LNEC. Lisboa.
- RODRIGUES-CARVALHO, J. A. (1981) – *Site investigation; Its cost and benefit in Portugal*. PhD Thesis. Imperial College of Science and Technology. University of London, 2 Vol, 566 p.
- RODRIGUES-CARVALHO, J. A. (1986) – Assessment of rock strength by visual inspection point load and uniaxial testing - A comparison using data from Chinnor Tunnel. *Proc. 5th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Buenos Aires. vol.1, pp. 329-334.
- ROMANA, M. (1985) – New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes. *Int. Symposium on the Role Of Rock Mechanics*, Zacatecas, pp. 49-53.
- ROMANA, M. (1995) – The use of the point load test as an index for the strength of sedimentary rocks. *Proc. Colloquium Mundanum 1995, Chalk and Shales*, GBMR/ISRM, Brussels, Theme 2, pp. 2.2.101-2.2.107.
- ROMANA, M. & SIMIC, D. (1983) – In-situ deformability vs. weathering of a granite rock in Barcelona (Spain). *Proc. 5th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Melbourne, 1983, vol. 1, pp. A93-A100.
- ROWE, P. W. (1972) – The relevance of soil fabric to site investigation practice. *Géotechnique*, 22, pp. 195-300.
- RUSSELL, D.J. (1982) – Controls on shale durability: the response of two Ordovician shales in the slake durability test. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 19, pp. 1-13.
- RUXTON, B. P. & BERRY, L. (1957) – Weathering of granite and associated erosional features in Hong Kong. *Bulletin of Geological Society of America*, 68, pp.1263-1292.
- SAITO, T. (1981) – Variation of physical properties of igneous rocks in weathering. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 191-196.
- SANCIO, R. T. & BROWN, I. (1980) – A classification of weathered foliated rocks for use in slope stability problems. *Proc. 3rd Australia – New Zealand Conf. Geomechanics*, Wellington, 2, pp. 2.81-2.86.
- SANGHA, C. M. & DHIR, R. K. (1972) – Influence of time on the strength deformation and fracture properties of a Lower Devonian sandstone. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 9, pp. 343-354.
- SANTOS, L. (1995) – *Estudo de um Perfil de Alteração do Granito do Porto*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL, Lisboa. 167 p.

- SARAIVA, A. L. A. (1998) – A compactação e a desagregação em materiais xistentos. *Actas do V Congresso Nacional de Geologia*, IGM, Tomo 84, Fasc. 2, pp. F.126-F.129.
- SARGAND, S. M. & HAZEN, G. A. (1987) – Deformation behaviour of shales. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 24, nº6, pp. 365-370.
- SARMAN, R. & SHAKOOR, A. (1990) – Prediction of volumetric increase of selected mudrocks. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.1, pp. 459-465.
- SASAKI, T.; KINOSHITA, S. & ISHIJIMA, Y. (1981) – A study on water-sensitivity of argillaceous rock. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 149-154.
- SAUNDERS, M. K. & FOOKES, P. G. (1970) – A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation engineering. *Engineering Geology*, 4, pp. 289-325.
- SCHOFIELD, A. & WROTH, C. P. (1968) – *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill. London.
- SEEDSMAN, R. (1986) – The behaviour of clay shales in water. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, pp. 18-22.
- SELBY, M. J. (1993) – *Hillslope materials and processes*. 2nd ed., Oxford University Press, Oxford.
- SHARMA, V.M. & SAXENA, K.R. (editors) (2002) – *In-situ characterization of rocks*. A. A. Balkema Publishers. 358 p.
- SHAYAN, A.; LANCUCKI, C.J. & WAY, S.J. (1984) – Assesment of a microgranite source of rock for use in concrete. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, 29, pp. 433-435.
- SHINJO, T. & ITO, H. (1989) – Slope excavation. Recent advances in Soft Rock research. *Report of ISSMFE Technical Committee on Soft Rocks and Indurated Soils*, Jap. Soc. Soil Mechanics, pp. 31-43.
- SINGH, B. & GOEL, R. K. (1999) – *Rock Mass Classification. A Practical Approach in Civil Engineering*. Elsevier. 267 p.
- SINGH, D. P. (1981) – Determination of some engineering properties of weak rocks. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 315-320.
- SINGH, J. (1988) – *Strength prediction of anisotropic rocks*. PhD thesis. Indian Institute of Technology, New Delhi.
- SINGH, J.; RAMAMURTHY, T. & RAO, G. V. (1989) – Strength anisotropies in rocks. *Indian Geotech. J.*, 19, pp. 147-166.
- SILVA, J. B. (1989) – *Estrutura de uma geotransversal da Faixa Piritosa: zona do vale do Guadiana*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências Univ. Lisboa, Lisboa. 450 p.
- SILVA, J. B.; OLIVEIRA, J. T. & RIBEIRO, A. (1990) – Structural Outline. South Portuguese Zone. In: *Dallmeyer, R.D. & Martinez Garcia, E.(editors), Pre-Mesozoic Geology of Iberia*, Springer-Verlag, pp. 348-362.
- SKEMPTON, A. W. (1961) – Effective stress in soils, concrete and rocks. *Proc. Conf. Pore Pressure Suction Soils*. Butterworths, London, pp. 4-16.
- SKEMPTON, A. W. (1970) – First time slides in overconsolidated clay. *Géotechnique*, 20, pp. 320-324.
- SMOLTCHYK, U. & GARTUNG, E. (1979) – Geotechnical properties of a soft Keuper sandstone. *Proc. 4th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Montreux, vol.2, pp. 639-644.
- SPG (1968) – Carta Geológica de Portugal. Esc. 1: 1 000 000. *Serviços Geológicos de Portugal*. 2ª ed., 1968.

- SPINK, T. W. & NORBURY, D. R. (1993) – The engineering geological description of weak rocks and overconsolidated soils. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 289-301.
- STAPEL, E. E. & VERHOEF, P. N. W. (1989) – The use of the methylene blue adsorption test in assessing the quality of basaltic tuff rock aggregate. *Engineering Geology*, 26, pp. 233-246.
- STAPLEDON, D. H. (1968) – Discussion-classification of rock substances. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 5, pp. 371-373.
- STEINER, W. (1993) – Swelling rock in tunnels: rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.30, n° 4, pp. 361-380.
- STEWART, H. E. & CRIPPS, J. C. (1983) – Some engineering implications of chemical weathering of pyritic shales. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 16, pp. 281-289.
- STOW, D. A. (1981) – Fine-grained sediments: Terminology. *Quarterly Journal Engineering Geology*, 14, pp. 243-244.
- STRUILLOU, R. (1969) – Prévission de l'altérabilité des matériaux employés en Génie Civil. *Bull. Liaison Lab. Routiers Ponts et Chaussées*, n° 42, Déc. 1969, Réf. 793-1, pp. 33-46.
- TATSUOKA, F. & SHIBUYA, S. (1991) – Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. *Keynote lecture for Session 1 of 9th Asian Regional Conference on SMFE*, vol. 2, pp. 1-25.
- TAYLOR, R. K. (1988) – Coal measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 21, pp. 85-99.
- TAYLOR, R. K. & CRIPPS, J. C. (1987) – Weathering: Slopes in mudrocks and overconsolidated clays. *In: Anderson, M.G. & Richards, K.S. (editors), The Geotectonics and Geomorphology of Mass Movement*, Wiley, Chichester, pp. 405-445.
- TAYLOR, R. K. & SMITH, T. J. (1986) – The engineering geology of clay minerals: Swelling, shrinking and mudrock breakdown. *Clay Minerals*, 21, pp. 235-260.
- TAYLOR, R. K. & SPEARS, D. A. (1970) – The breakdown of British Coal Measures rocks. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 7, pp. 481-501.
- TAYLOR, R. K. & SPEARS, D. A. (1981) – Laboratory investigation of mudrocks. *Quarterly Journal Engineering Geology*, London, vol. 14, pp. 291-309.
- TEIXEIRA, C. (1981) – *Geologia de Portugal. Vol. 1 – Precâmbrico, Paleozóico*. Fundação C. Gulbenkian, Lisboa, 629 p.
- THOMPSON, R. P. (1993) – Introduction to Session 2.1: Rock mass investigation. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 229-232.
- THOMPSON, R. P.; NEWMAN, R. L. & DAVIS, P. D. (1993) – Advances in the in situ testing of weak mudstone. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 303-310.
- TOURENQ, C. & LAN, T. N. (1989) – Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène. Application aux sols, roches et granulats. *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées*, 159, pp. 40-46.
- URIEL, S. & DAPENA, E. (1978) – Influence of weathering on the mechanical properties of granitic rocks. *Proc. 3rd Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Madrid, Espanha, pp. 91-104.
- VAN EECKHOUT, E. M. (1976) – The mechanisms of strength reduction due to moisture in coal mine shales. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 13, pp. 61-67.

- VAN EECKHOUT, E. M. & PENG, S. S. (1975) – The effect of humidity on the compliance of coal mine shales. *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol.12, pp. 335-340.
- VARGAS, M. (1953) – Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. *Proc. of 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, Zurich, 1, pp. 259-268.
- VAUGHAN, P. R. (1997) – Engineering behaviour of weak rocks: Some answers and some questions. 3 Special lectures. *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. Int. Symp. ISSMFE / IAEG / ISRM*, Athens, Greece, 1993, vol. 3, pp. 1741-1765.
- VENTER, J. P. (1981) – Free-swell properties of some South African mudrocks. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 243-252.
- VENTER, J.P. (1981) – The behaviour of some South African mudrocks due to temperature and humidity changes with particular reference to moisture content and volume changes. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 205-212.
- VOIGHT, B. (1970) – On the functional classification of rocks for engineering purposes. *Proc. Int. Symp. Rock Mech.*, Spain, pp. 131-135.
- VUTUKURI, V. S.; LAMA, R. D. & SALUJA, S. S. (1974) – *Handbook on Mechanical Properties of Rocks*. Series on Rock and Soils Mechanics, vol. I, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, 281 p.
- WAKELING, T. R. M. (1970) – A comparison of the results of standard site investigation methods against the results of a detailed geotechnical investigation in Middle Chalk at Mundford, Norfolk. In situ investigations in soils and rocks. *British Geotechnical Society*, London, pp. 17-22.
- WARD, W. H.; BURLAND, V. B. & GALLOIS, R. W. (1968) – Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk for a large proton accelerator. *Géotechnique*, 18, pp. 399-431.
- WENTWORTH, C. K. (1922) – A scale of grade and class terms for clastic sediments. *Journal of Geology*, 30, pp. 377-392.
- WESER, O.E. (1974) – Sediment classification based on Deep Sea Drilling. Project drilling. *Geol. Soc. America, Program with Abstr.*, 6, pp. 1073-1074.
- WETZEL, A. & EINSELE, G. (1991) – On the physical weathering of various mudrocks. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, n° 44, pp. 89-100.
- WICKHAM, G. E.; TIEDEMANN, H. R. & SKINNER, E. H. (1972) – Support determination based on geologic predictions. *Proc. Rapid Excavation Tunneling Conf.*, AIME, New York, pp. 43-64.
- WIID, B. L. (1970) – The influence of moisture content on the pre-rupture fracturing of two rock types. *Proc. 2nd Int. Congress Rock Mechanics, ISRM*, Belgrade, 3, pp. 239-245.
- WILSON, M. J. (1987) – X-ray powder diffraction methods. In: *Wilson, M. J. (editor). A handbook of determinative methods in clay mineralogy*, Glasgow, Blackie, pp. 26-98.
- WINDLEY, B. F. (1995) – *The evolving continents*. 3th edition, John Wiley & Sons, Chichester, 526 p.
- WINTER, M. G. & HORSEMAN, S. T. (1993) – Specimen preparation technique for a very stiff clay: A technical note. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 83-85.
- WROTH, C. P. & HUGHES, J. M. O. (1973) – An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays. *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering*, vol. 1.2, pp. 487-494.

Referências bibliográficas

XIDAKIS, G. S. & SMALLEY, I. J. (1980) – Looking for Expansive Minerals in Expansive soils; experiments with dye absorption using methylene blue. *Proc. 3rd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics*, Wellington, vol. I, pp. 203-206.

XU, S., GRASSO, P. & MAHTAB, A. (1990) – Use of Schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock. *Proc. 6th Int. Congress, Int. Assoc. Engineering Geology*, Amsterdam, vol.1, pp. 511-519.

YATSU, E. (1988) – *The Nature of Weathering. An Introduction*. Sozosha, Tokyo.

YONGXIN, Q.; BING, X.; MENGXIONG, S. & XIAOLAN, X. (1981) – The engineering geological problems of swelling rocks in the underground construction. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, pp. 237-241.

YOSHINAKA, R. & YAMABE, T. (1981) – Deformation behaviour of soft rocks. *Proc. International Symposium on Weak Rock*, Tóquio, 1981, vol. 1, pp. 87-92.

YUMEI, X.; WEILIN, Z. & XUEHAN, W. (1993) – Application of the analysis of microscopic features of weak rocks in underground workings. *The Engineering Geology of Weak Rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society*, Leeds, United Kingdom, 1990, pp. 95-99.