

3. PROPRIEDADES ÍNDICE E CLASSIFICAÇÃO DAS ROCHAS

3.1 Introdução

Algumas propriedades das rochas têm uma importância particular no planeamento, execução e custo dos projectos de engenharia civil nos quais estão envolvidas modificações do estado *in situ* (tensão e deformação) de maciços rochosos. O conhecimento destas propriedades índice, que podem ser avaliadas a partir de testes em laboratório ou no campo, possibilita a classificação das rochas e dos maciços rochosos de acordo com vários critérios técnicos. A classificação dos maciços rochosos depende naturalmente do estado da matriz rochosa (rocha intacta) e das superfícies de descontinuidades que intersectam o maciço. Num documento diferente serão abordados os parâmetros em que se baseiam as diferentes classificações dos maciços rochosos.

Para as rochas não há ainda sistemas de classificação geomecânica aceites pela generalidade da comunidade técnica. Contudo, os critérios mais correntes de classificação do "material rocha" baseiam-se, na sua maioria, nos parâmetros módulo de elasticidade (E), resistência à compressão simples (σ_c) e velocidade de propagação das ondas ultrassónicas (V_p e V_s), por serem, por um lado, valores que facilmente podem ser obtidos através de ensaios e, por outro, por caracterizarem de modo significativo o comportamento mecânico da rocha. Os ensaios para obtenção destes parâmetros são frequentemente realizados sobre amostras cilíndricas colhidas nas sondagens executadas durante a fase de prospecção geotécnica (Figura 3.1). É usual utilizarem-se provetes com uma relação l/d (l – altura; d – diâmetro) compreendida entre 2,5 e 3, e diâmetro mínimo com cerca de 54 mm, obtido com um amostrador duplo da série NX.

3.2 Propriedades de identificação

A rocha intacta é constituída por uma assemblagem mais ou menos compacta de grãos cristalinos e, nalguns casos, matéria amorfa. O termo matriz rochosa poderá ser mais correcto uma vez que poderá existir já algum grau de alteração e fracturação nesse aglomerado de grãos. A Figura 3.2 apresenta alguns exemplos de matrizes rochosas com texturas diferentes características dos tipos de rochas referidos. As rochas são assim sólidos policristalinos, descontínuos e que podem exibir uma certa anisotropia derivada de uma orientação preferencial na sua estrutura.

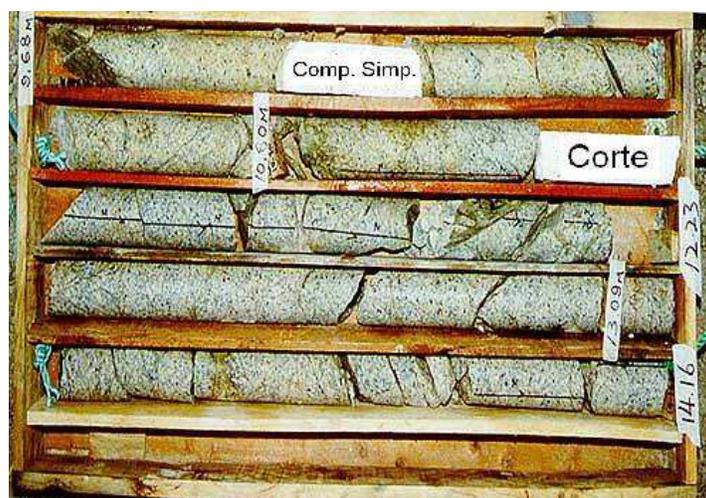


Figura 3.1 – Caixa de sondagem com indicação das profundidades e ensaios a realizar.



Figura 3.2 – Exemplos de estruturas de rochas.

As rochas são então constituídas por grãos minerais sólidos interligados e por discontinuidades ou vazios existentes entre esses grãos. As propriedades da matriz rochosa dependem, assim, das características destes grãos (mineralogia), sendo muito influenciadas pelo tamanho e arranjo espacial dos grãos minerais (estrutura ou textura da rocha) e também pela forma, quantidade e distribuição das discontinuidades ou vazios. A determinação da composição mineralógica das rochas conduz, juntamente com a sua textura, tamanho dos grãos, cor, e outras propriedades, à sua classificação geológica (Tabela 3.1).

Referem-se em seguida algumas propriedades físicas mais importantes na identificação das rochas.

Tabela 3.1 – Principais grupos de rochas.

Rochas ígneas	Família dos Granitos	Granito, sienito, riolito, traquito, ...
	Família dos Dioritos	Diorito, andesito, ...
	Famílias dos Basaltos e Gabros	Gabro, dolerito, diabase, basalto, ...
Rochas metamórficas	R. metamórficas massivas	Gneisse [†] , corneanas, quartzitos, mármore, ...
	R. metamórficas xistosas	Xistos, micaxistos, ardósias, xistos mosqueados, ...
Rochas sedimentares	R. sedimentares carbonatadas	Calcários, cré, dolomias, travertinos, ...
	R. sedimentares siliciosas	Grés, arenitos, conglomerados, ...
	R. sedimentares carbonatadas-siliciosas	Margas, grauvaques, ...

Nota[†]: o gneisse tem foliação mas não tem xistosidade.

3.2.1 Porosidade

As descontinuidades representam os defeitos ou vazios existentes no meio contínuo formado pelos minerais constituintes da matriz rochosa. A presença e o desenvolvimento destes vazios estão estreitamente relacionados com a deformação e a rotura das rochas. A quantidade de vazios é avaliada pela porosidade (n) que é a razão entre o volume de vazios de uma amostra de rocha e o seu volume total.

$$n = \frac{V_v}{V} (\times 100)$$

A porosidade é normalmente expressa em percentagem considerando-se para as rochas 10% como um valor médio, 5% um valor baixo e 15% um valor alto. Nos solos, onde os grãos minerais se podem separar mais facilmente (pelo menos por agitação na água), a porosidade assume valores substancialmente maiores (Tabela 3.2). Os vazios são constituídos pelos poros e fissuras da rocha e não estão necessariamente todos interligados. A porosidade total (n) resulta assim da porosidade correspondente aos poros (n_p) e da porosidade das fissuras (n_f).

Por esta razão, são por vezes definidos dois tipos de porosidade para as rochas: a total e a efectiva, esta última correspondente ao volume de vazios acessível à passagem de fluidos, normalmente a água. A uma escala maior, para os maciços rochosos, podemos ainda distinguir a porosidade primária correspondente ao volume dos poros entre os fragmentos das rochas clásticas e a porosidade secundária produzida pela fracturação e alteração posteriores da rocha. A primeira é característica de toda a massa rochosa e a segunda depende da história de alteração da rocha, podendo variar muito no mesmo maciço rochoso.

Tabela 3.2 – Valores da porosidade de solos e rochas.

Tipo de rocha ou solo	Porosidade máxima (%)
Solo	> 50
Areia e seixo	20 – 47
Argila	> 49
Areia cimentada	5 – 25
Arenito	10 – 15
Calcário e mármore	5
Calcário oolítico	10
Cré	até 50
Rochas ígneas	< 1,5
Rochas metamórficas	geralmente muito baixa

3.2.2 Peso volúmico

Peso volúmico ou peso específico (γ) é o peso da unidade de volume da rocha. Atendendo à variabilidade da quantidade de água presente na rocha considera-se o peso volúmico seco (γ_d) da rocha como um parâmetro mais representativo.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

W – Peso total da amostra de rocha

W_s – Peso total da amostra de rocha seca na estufa

V – Volume total da amostra de rocha

Notar na Tabela 3.3 a maior densidade característica das rochas ígneas e metamórficas em comparação com as rochas sedimentares.

Tabela 3.3 – Valores do peso volúmico seco de algumas rochas.

Rocha	γ_d (kN/m ³)
Granito	26,0
Diorito	27,9
Basalto	27,1
Sal-gema	20,6
Gesso	22,5
Calcário denso	20,9
Argilito	22,1
Xisto argiloso	25,7
Mármore	27,0
Micaxisto	27,6

A quantidade de água na rocha pode ser quantificada pelo teor em água (w) que é a razão entre o peso da água presente numa determinada amostra e o seu peso seco. O peso volúmico da rocha é, por esse motivo, muito variável.

$$w = \frac{W_w}{W_s} (\times 100)$$

3.2.3 Permeabilidade

A facilidade de escoamento da água através de um meio contínuo é avaliada através do coeficiente de permeabilidade (k). A permeabilidade das rochas, em comparação com a dos solos, é geralmente muito baixa (Tabela 3.4). O seu valor cresce sensivelmente com a fissuração e o grau de alteração. O nível de anisotropia² da permeabilidade depende da orientação preferencial das fissuras.

O estado de tensão na rocha influencia consideravelmente a sua permeabilidade. O aumento das tensões de compressão provoca o fecho das fissuras e a diminuição da permeabilidade, mas, a partir de um certo limite, o aumento das tensões pode iniciar o aparecimento de novas fracturas provocando o aumento da permeabilidade. A variação da permeabilidade da rocha pode também variar com a pressão da água que circula nos seus vazios e descontinuidades: o aumento da pressão da água tende a abrir as fissuras aumentando a permeabilidade.

A caracterização da permeabilidade da rocha (e dos maciços rochosos) voltará a ser abordada no contexto das classificações de maciços rochosos.

Tabela 3.4 – Permeabilidades de solos e rochas.

Rocha	n	k (m / seg.)
Areia uniforme	29 - 50	$5,0 \times 10^{-5} - 2,0 \times 10^{-3}$
Areia e seixo	20 - 47	$1,0 \times 10^{-5} - 1,0 \times 10^{-3}$
Areia siltosa	23 - 47	$1,0 \times 10^{-5} - 5,0 \times 10^{-5}$
Argilas	> 49	$1,0 \times 10^{-10} - 1,0 \times 10^{-7}$
Granodiorito	0,004-0,005	$9,8 \times 10^{-11}$
Granito	0,008	$1,96 \times 10^{-10}$
Basalto	0,007	$2,94 \times 10^{-10}$
Calcário 1	0,004	$9,8 \times 10^{-11}$
Calcário 2	0,03	$9,8 \times 10^{-10}$
Calcário 3	0,39	$7,65 \times 10^{-6}$

Nota²: Anisotropia – Condição de variabilidade de propriedades físicas e mecânicas de um corpo rochoso ou mineral segundo direcções diferentes, como, por exemplo, a resistência à compressão simples ou a variação da velocidade de propagação de ondas sísmicas em massas rochosas estratificadas segundo diferentes direcções.

3.2.4 Durabilidade

A durabilidade é a resistência da rocha aos processos de alteração e fragmentação sendo também conhecida por alterabilidade. O contacto da rocha com a água e o ar, muitas vezes através de obras de engenharia civil como escavações e terraplenos, pode ocasionar a degradação das suas características mecânicas.

O ensaio “slake durability test” (Figura 3.3), consiste em submeter material rochoso previamente fragmentado a ciclos normalizados de secagem, humedificação e acção mecânica. Os fragmentos são colocados dentro de redes metálicas cilíndricas com determinada abertura parcialmente imersas na água que rodam em torno de um eixo horizontal. O choque dos fragmentos de rocha entre si e o

contacto com a água favorecem a sua desagregação e alteração. A secagem dos fragmentos é realizada em estufas após o que pode seguir-se outra humedificação e acção mecânica.

O índice de durabilidade (I_D) corresponde à percentagem de rocha seca que fica retida nos tambores de rede metálica após 1 ou 2 ciclos completos (I_{D1} ou I_{D2}).

$$I_D (\%) = \frac{\text{Peso seco depois de um ou dois ciclos}}{\text{Peso inicial da amostra}}$$

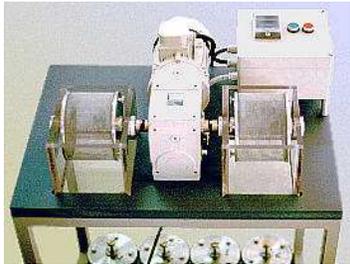


Figura 3.3 – Ensaio “slake durability test”.

3.2.5 Velocidades de ondas sísmicas

As propriedades elásticas das rochas são determinadas por um lado pela elasticidade dos minerais que as compõem e por outro lado pela importância e pela morfologia das discontinuidades, nomeadamente fissuras e fracturas. Em particular, as velocidades de propagação das ondas sísmicas longitudinais, V_l ou V_p (ondas de compressão), e das ondas transversais V_s variam significativamente com a presença de discontinuidades.

A realização de ensaios, não destrutivos, para determinação destas velocidades em provetes, que vão ser submetidos posteriormente a ensaios de compressão uniaxial, é muito frequente existindo vários métodos que permitem a determinação dos valores quer da velocidade de propagação das ondas longitudinais (V_p), quer das ondas transversais (V_s).

Conhecidos estes valores, torna-se possível determinar as características elásticas dinâmicas através das seguintes expressões:

$$\text{Módulo de elasticidade longitudinal} \quad E_d = \rho V_s^2 \frac{(3V_p^2 - 4V_s^2)}{(V_p^2 - V_s^2)}$$

$$\text{Módulo de elasticidade transversal} \quad G_d = \rho V_s^2 = \frac{E_d}{2(1 + \nu_d)}$$

$$\text{Coeficiente de Poisson} \quad \nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

(ρ representa a massa específica)

Teoricamente, as velocidades das ondas que atravessam o provete de rocha dependem exclusivamente das suas características elásticas e da sua massa específica. Na prática a rede de fissuras do provete vai fazer diminuir o valor das velocidades.

A velocidade de propagação das ondas pode então ser utilizada para detectar a presença de descontinuidades nas rochas e mesmo quantifica-las através da razão entre o valor medido de V_p na rocha estudada e o valor de V_p^* máximo para a rocha com porosidade nula (Tabela 3.5). Este valor não é o mesmo para todas as rochas e depende essencialmente da velocidade de propagação das ondas nos diferentes minerais presentes na rocha (Tabela 3.6) e da percentagem presente de cada um dos minerais constituintes da rocha.

Tabela 3.5 – Velocidades padrões de rochas V_p^* ($n = 0\%$).

ROCHA	V_p^* (m/s)	ROCHA	V_p^* (m/s)
Gabro	7000	Dolomite	6500 – 7000
Basalto	6500 – 7000	Arenito e quartzito	6000
Calcário	6000 - 6500	Rochas graníticas	5500 - 6000

A velocidade padrão das rochas é determinada pela relação $\frac{1}{V_p^*} = \sum_i \frac{C_i}{V_{p,i}}$ onde C_i é a percentagem em volume do constituinte mineral i da rocha e $V_{p,i}$ a velocidade das ondas longitudinais no mineral i .

Tabela 3.6 – Velocidades longitudinais de minerais V_p .

MINERAL	V_p (m/s)	MINERAL	V_p (m/s)
Quartzo	6050	Calcite	6600
Olivina	8400	Dolomite	7500
Augite	7200	Magnetite	7400
Anfíbola	7200	Gesso	5200
Moscovite	5800	Epídoto	7450
Ortóclase	5800	Pirite	8000
Plagioclase	6250		

A qualidade da rocha, em relação ao seu estado de alteração e fracturação, pode ser avaliada pelo índice de qualidade da rocha obtido pela relação $IQ = \frac{V_p}{V_p^*} \times 100\%$ (ver exemplos na Tabela 3.7).

Tabela 3.7 – Exemplo de variação da velocidade das ondas sísmicas longitudinais em função da porosidade.

Porosidade total n %	V_p (m/s) - calcários	V_p (m/s) – grés e quartzitos
1	6500	5900
5	6000	5200
10	5200	4700
20	4000	3200
30	3000	-
45	1850	-

Experiências conduzidas por Formaintraux (1976) permitiram concluir que, para rochas não fissuradas o valor de IQ é afectado pelos poros da rocha (vazios naturais), variando de acordo com a expressão $IQ = 100 - 1,6 \times n_p$, onde n_p representa a porosidade da rocha (relação entre o volume de vazios e o volume total da rocha), expressa em percentagem.

A presença de uma pequena quantidade de fissuras conduz a uma diminuição do valor do índice de qualidade. Na Figura 3.4 apresenta-se o gráfico com a classificação proposta por Formaintraux, que permite avaliar a qualidade da rocha, em termos da fissuração, em função do índice de qualidade obtido da forma anteriormente descrita.

Do mesmo modo que a fissuração em provetes de rocha afecta os valores das velocidade de propagação das ondas, também a fracturação ou as descontinuidades nos terrenos, principalmente se estas estiverem abertas, irão afectar as velocidades de propagação que se obtêm em ensaios realizados *in situ*.

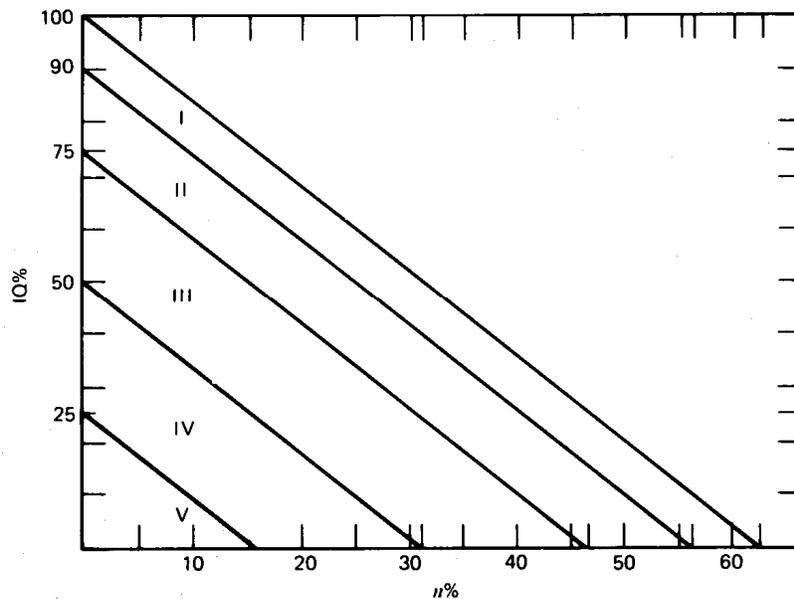


Figura 3.4 – Classificação da qualidade das rochas em função do seu estado de fissuração (a recta que passa no ponto com $n = 0\%$ e $IQ = 100\%$ corresponde à equação $IQ = 100 - 1,6 \times n_p$).

3.3 Propriedades de resistência e deformabilidade

3.3.1 Ensaio de compressão simples ou uniaxial

Pese embora o facto de as rochas que constituem os maciços se encontrarem em geral submetidas a estados de tensão triaxiais, tem interesse o estudo do comportamento das rochas quando submetidas

a compressão simples pois, tal estudo, permite pôr em evidência fenómenos com interesse fundamental na mecânica dos maciços rochosos. O caso prático mais importante em que os maciços rochosos se encontram submetidos a um estado de compressão simples é o dos pilares de minas.

O ensaio de compressão simples é corrente na determinação das características mecânicas das rochas. A resistência à compressão simples ou uniaxial é determinada num provete de rocha de forma cilíndrica submetido a uma tensão normal σ nas bases igual à razão da força normal N pela área da base A (Figura 3.5). Os provetes podem ter outras formas (cúbica ou prismática) mas normalmente são retirados de tarolos recolhidos em sondagens. A preparação da amostra deve ter um cuidado especial na rectificação da superfície das bases que irão sofrer compressão para garantir uma forma cilíndrica perfeita.

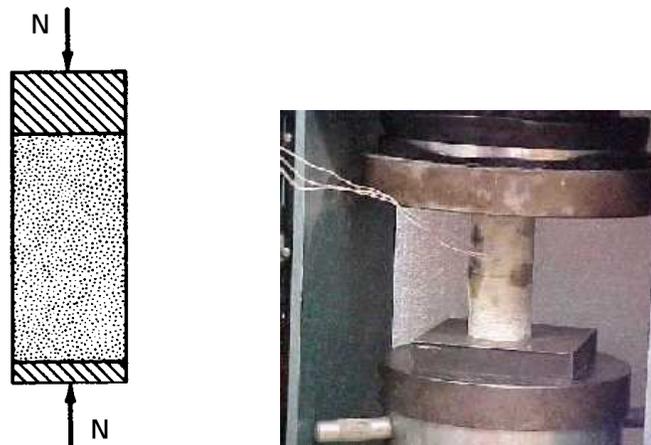


Figura 3.5 – Ensaio de compressão uniaxial.

O comportamento da rocha é normalmente não reversível, o que significa que a deformação sofrida pela amostra nunca poderá ser recuperada na totalidade se houver uma descarga (Figura 3.6). Isso deve-se ao facto de as fissuras iniciais presentes em qualquer rocha fecharem no início da compressão levando a uma diminuição da compressibilidade da amostra ($E_0 < E_c$). Segue-se uma fase de comportamento aproximadamente elástico. A relação entre a tensão vertical e a respectiva deformação é normalmente do tipo representado na Figura 3.6.

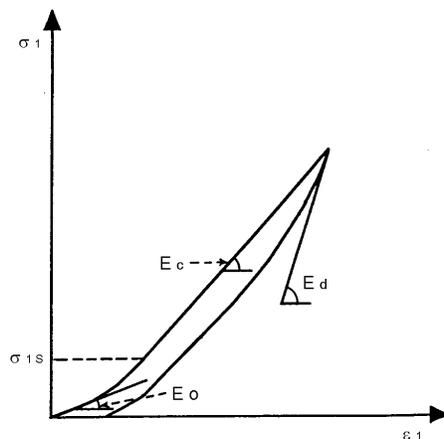


Figura 3.6 – Ensaio de compressão – Curva de compressibilidade típica.

As diferenças de resposta mecânica entre uma rocha dura e uma rocha branda (Figura 3.7) mostram que a pequena deformabilidade do primeiro tipo está associada a uma rotura súbita com uma resistência residual praticamente nula. As rochas brandas são as que exibem maior deformabilidade, sobretudo no início do carregamento.

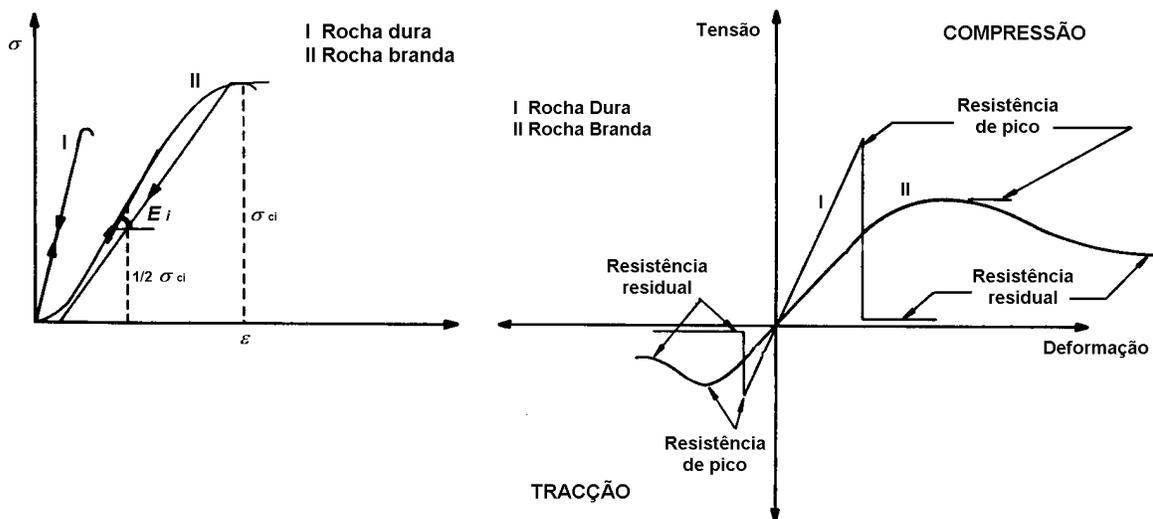


Figura 3.7 – Comparação das curvas de tensão-deformação de uma rocha dura e de uma rocha branda.

A Figura 3.8 sintetiza o que se pode considerar o comportamento típico das rochas submetidas à compressão simples. Apresentam-se os diagramas das extensões longitudinais ($\epsilon_1 = \epsilon_l = \Delta h/h$) e das

extensões transversais ($\varepsilon_3 = \varepsilon_t = \Delta D/D$) em função da tensão aplicada. Na mesma figura está também indicada a variação relativa de volume ($\Delta V/V = \varepsilon_1 - 2\varepsilon_3 = (1-2\nu) \varepsilon_1$).

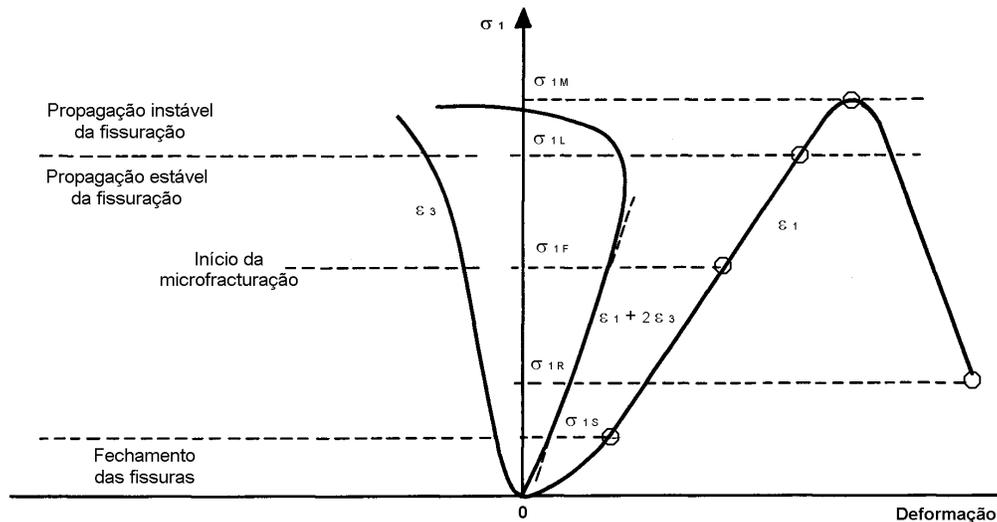


Figura 3.8 – Principais fases do comportamento de uma rocha durante um ensaio de compressão.

Analisando com mais detalhe as principais fases do comportamento de uma rocha durante um ensaio de compressão, podemos identificar cinco valores característicos da tensão vertical ($\sigma_1 = \sigma_v$) que limitam diferentes tipos de comportamento da amostra:

- σ_{1S} tensão de fecho das fissuras
- σ_{1F} tensão de início de fissuração
- σ_{1L} tensão limite de fissuração
- σ_{1M} tensão de resistência máxima (σ_c)
- σ_{1R} tensão de resistência residual

σ_1 tensão principal máxima (σ_v)

Deformações: $\varepsilon_1 = \varepsilon_l$; $\varepsilon_3 = \varepsilon_t$

$$\Delta V/V = \varepsilon_1 - 2\varepsilon_3 = (1-2\nu) \varepsilon_1$$

É muito frequente o diagrama de compressão das rochas (σ_1, ε_1), mesmo de rochas muito compactas, apresentar um trecho inicial curvo ($0 < \sigma_1 < \sigma_{1S}$) devido ao fecho progressivo das fissuras da rocha, resultando daí que, o módulo de elasticidade crescerá, traduzindo o aumento de compacidade da rocha. No trecho em consideração a curva de variação da extensão transversal ($\varepsilon_3 = \varepsilon_t$) com a tensão apresenta um curvatura muito ligeira e o coeficiente de Poisson sofre um certo

incremento, como seria de esperar, uma vez que ocorre o fecho de fissuras. A evolução da extensão volumétrica ($\Delta V/V$), que corresponde a uma diminuição de volume, é mais acentuada na origem.

A seguir ao trecho inicial curvo do diagrama (σ_1, ε_1) ocorre muitas vezes um trecho rectilíneo ($\sigma_{1S} < \sigma_1 < \sigma_{1F}$) ao qual corresponde um módulo de elasticidade constante. A extensão transversal ($\varepsilon_3 = \varepsilon_t$) também apresenta em geral andamento rectilíneo, donde resulta ser constante o coeficiente de Poisson.

No trecho seguinte o diagrama (σ_1, ε_1) continua com o mesmo andamento rectilíneo, e portanto o mesmo módulo de elasticidade, mas as deformações transversais processam-se a um ritmo crescente, devido à microfracturação, isto é, a fracturas de grãos ou grupos de grãos da peça em ensaio, cujo número aumenta progressivamente. Neste trecho o coeficiente de Poisson sofre pois crescimento e o ritmo de redução de volume da peça comprimida atenua-se progressivamente, em virtude de ser cada vez mais relevante o aumento do volume devido às microfracturas, até que no termo deste trecho o volume se torna estacionário. A esta microfracturação corresponde o aumento marcado da permeabilidade.

No trecho que se segue acentua-se o número e o volume das zonas fracturadas, crescendo rapidamente as deformações longitudinais e transversais, assim como o volume da peça, apesar de comprimida. Este comportamento é consequência da progressiva ocorrência de escorregamentos em microfracturas oblíquas. O ponto de transição entre este trecho e o anterior é designado por ponto de fluência.

A partir do ponto em que $\nu=0,5$ o volume da peça passa mesmo a ser superior ao seu volume inicial, apesar de a peça continuar sob compressão. Este fenómeno do aumento de volume na vizinhança da rotura, conhecido por dilatância, desempenha um papel relevante na rotura de maciços rochosos, dado que estes se encontram em regra submetidos a equilíbrios tridimensionais ou bidimensionais que contrariam aquele aumento de volume, acabando a rotura por dar-se para valores mais elevados da tensão tangencial do que os obtidos no ensaio de compressão uniaxial.

O trecho termina quando é atingido o valor máximo da tensão σ_1 , o que se dá ao ocorrerem fracturas com dimensões da ordem de grandeza das dimensões da peça. Ao valor máximo atingido pela tensão é dada a designação da resistência à compressão, que se representa por σ_c .

Finalmente atinge-se o último trecho no qual a tensão σ_1 decresce apesar da máquina de ensaio continuar impondo o encurtamento da peça. Este trecho do comportamento das rochas terá bastante interesse em certas circunstâncias, como no caso de obras subterrâneas em que seja aceitável que haja zonas do maciço rochoso nas quais se ultrapassou a tensão máxima, isto é, trabalhando com o maciço já francamente fracturado.

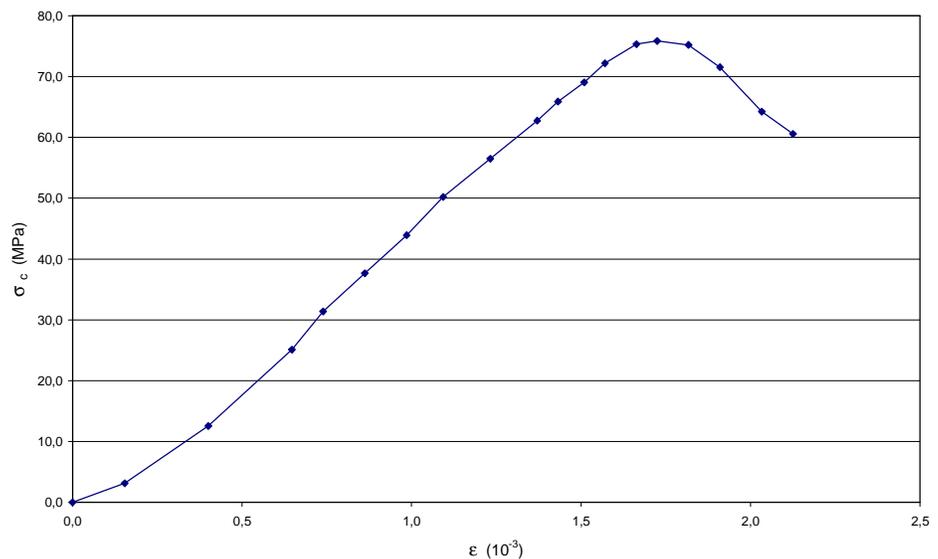
Quanto à caracterização da deformabilidade da rocha o parâmetro mais importante é o módulo de elasticidade $E = d\sigma/d\varepsilon$ (declive da tangente à curva σ - ε). Dependendo da natureza dos problemas a deformabilidade é avaliada pelo módulo de elasticidade inicial (E_0), pelo módulo de elasticidade tangente (E_t) ou pelo módulo de elasticidade médio ou secante ($E_{\text{médio}}$).

Exemplo 1

Os resultados de um ensaio de compressão uniaxial realizado sobre um provete cilíndrico de granito estão descritos na tabela e representados pela curva ao lado. A altura e o diâmetro iniciais do provete eram de 100 mm (h_0) e 83 mm (D_0), respectivamente. A amostra encontrava-se seca antes da realização do ensaio, tendo sido determinado o peso volúmico seco de $26,0 \text{ kN/m}^3$ (γ_d).

O valor da resistência à compressão uniaxial σ_c corresponde ao valor máximo atingido pela tensão normal σ_1 ($\sigma_c = \sigma_{1M} = 75,8 \text{ MPa}$). O módulo de elasticidade inicial corresponde ao declive da tangente à curva σ - ε na origem $E_0 \approx (3,1-0)/(0,2-0) \times 10^3 = 2,9 \text{ GPa}$. O módulo de elasticidade tangente para 0,1% corresponde ao declive da tangente à curva σ - ε no ponto em que $\varepsilon = 0,1\% = 1 \times 10^{-3}$, ou seja, $E_{0,1\%} \approx (50,2-37,7)/(1,1-0,9) \times 10^3 = 62,5 \text{ GPa}$. O módulo de elasticidade médio corresponde ao declive da secante entre a origem e o ponto de rotura $E_{\text{médio}} \approx (75,8-0)/(1,7-0) \times 10^3 = 44,5 \text{ GPa}$.

ε 10^{-3}	σ MPa
0,0	0,0
0,2	3,1
0,4	12,6
0,6	25,1
0,7	31,4
0,9	37,7
1,0	43,9
1,1	50,2
1,2	56,5
1,4	62,8
1,4	65,9
1,5	69,0
1,6	72,2
1,7	75,3
1,7	75,8
1,8	75,2
1,9	71,5
2,0	64,2
2,1	60,6



3.3.1.1 Ciclos de descarga e carga

Se durante a compressão de um provete de rocha se diminuir a força aplicada antes de se atingir a rotura a curva de tensão-deformação observada evolui da forma representada na Figura 3.9 a partir do ponto P. A diminuição da tensão normal é acompanhada por uma diminuição proporcional da deformação axial. Ao se atingir a descarga completa observa-se que a curva deixa de ser rectilínea e que permanece uma deformação residual ϵ_p . O ramo de carga (ou recarga) seguinte já não apresenta uma curvatura inicial acentuada e vai encontrar o diagrama original num ponto um pouco acima de P.

As rochas muito resistentes só apresentam geralmente deformações permanentes quando o ponto P se encontra para além do trecho rectilíneo do diagrama. Por outro lado, as rochas de baixa resistência, em particular as rochas alteradas, podem exibir deformações permanentes ou residuais importantes desde o trecho inicial curvo.

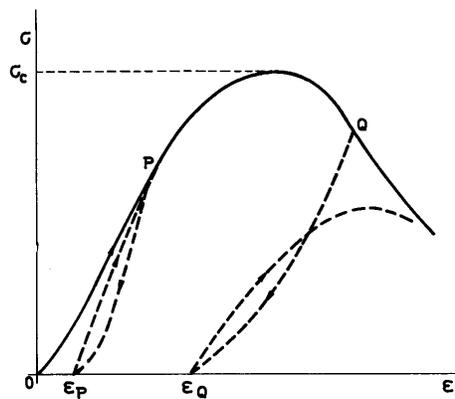


Figura 3.9 – Ciclos de descarga e carga em compressão uniaxial

3.3.1.2 Efeitos do tempo nas deformações – fluência

Os ensaios mecânicos de compressão (e outros) sobre provetes de rocha são normalmente conduzidos de forma relativamente rápida, ou seja, a taxa de variação das forças aplicadas (e, conseqüentemente, das tensões aplicadas) é constante sem existir a preocupação em considerar a variável tempo na evolução das deformações.

No entanto, se aplicarmos a vários provetes iguais duma mesma rocha compressões σ' , σ'' , σ''' , ... sucessivamente maiores e mantivermos os provetes sob essas tensões observa-se, em regra, um acréscimo das deformações no tempo (Figura 3.10). Esta característica é designada por fluência, e constitui um comportamento observável em muitos materiais sólidos. Por exemplo, o sal-gema é uma rocha sedimentar com uma fluência extremamente grande ao contrário do calcário. Isto significa que,

se dois provetes com as mesmas dimensões de cada uma destas rochas fossem submetidos a tensões de compressão iguais e constantes no tempo, ao fim de um determinado intervalo de tempo a amostra de sal-gema apresentaria deformações maiores do as do calcário.

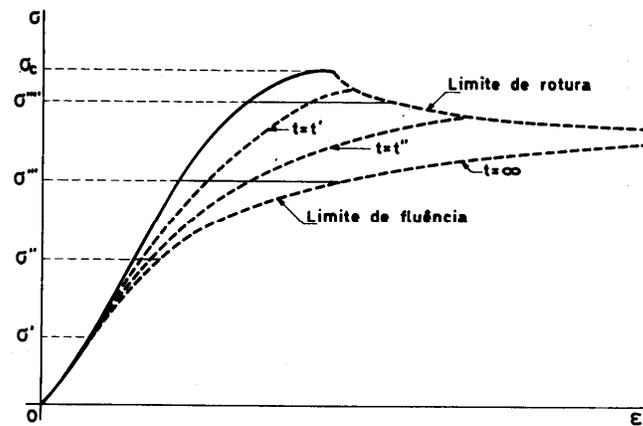


Figura 3.10 – Efeito da fluência em deformações de compressão uniaxial

3.3.2 Ensaio de carga pontual (“Point load test”)

A determinação da resistência à compressão simples da rocha recorrendo a ensaios de compressão uniaxial é uma tarefa que requer especiais e morosos cuidados na preparação das amostras e condução dos ensaios. Em certos casos, o número de ensaios requeridos para determinar as propriedades dum vasto leque de tipos de rocha referentes a um projecto pode assumir um valor extremamente elevado. Existem outros casos em que a resistência à compressão simples e o comportamento tensão-deformação não necessita de ser estudado em detalhe, bastando o conhecimento aproximado do valor da resistência. Nestas circunstâncias, haverá vantagem em recorrer a ensaios bastante mais simples e económicos que o ensaio de compressão uniaxial, desde que os resultados destes ensaios possam fornecer índices correlacionáveis com a resistência à compressão das rochas.

Um método alternativo de aferir a resistência à compressão simples das rochas consiste na determinação do índice de resistência ou índice de carga pontual através do ensaio de carga pontual (“Point Load Test”) também conhecido por ensaio Franklin. O ensaio tem um procedimento sugerido pela ISRM (“International Society for Rock Mechanics”) e consiste em provocar a rotura de amostras de rochas, obtidas a partir de carotes de sondagens com diâmetros variando entre 25 e 100 mm, aplicando uma força pontual crescente. A amostra de rocha é comprimida entre duas ponteiros

cônicas de metal duro, que provocam a rotura por desenvolvimento de fissuras de tracção paralelas ao eixo da carga, sendo registado o valor da carga P que provoca a rotura (Figura 3.11).

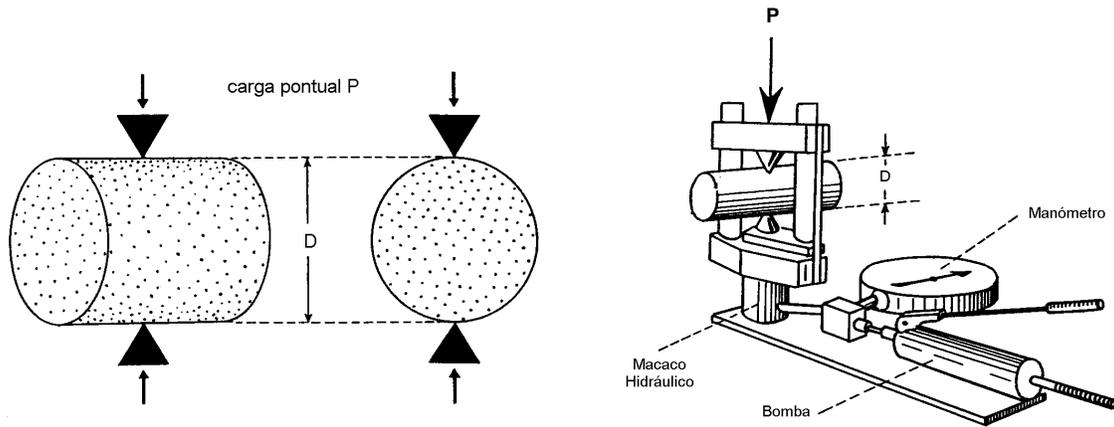


Figura 3.11 – Resistência sob carga pontual - Ensaio Franklin.

Como padrão, o índice de carga pontual é definido para o ensaio realizado sobre provetes cilíndricos de rocha com diâmetro D igual a 50 mm, em que a aplicação da carga P é feita na direcção diametral, sendo calculado pela expressão seguinte.

$$I_{s(50)} = \frac{P}{D^2}$$

Para ensaios idênticos realizados sobre provetes cilíndricos com outros diâmetros, a relação P/D^2 deverá ser multiplicada por um factor correctivo F a fim de se obter o índice de carga pontual normalizado.

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D^2} \quad F = \left(\frac{D}{50}\right)^{0,45}$$

No ensaio de carga pontual podem ainda ser testados não só provetes cilíndricos comprimidos diametralmente, mas também axialmente, e ainda provetes com outras formas, regulares ou irregulares, desde que obedeçam aos critérios indicados na Figura 3.12. Para estes casos será necessário definir um diâmetro equivalente D_e correspondente a uma secção circular com área igual à da secção transversal do provete ensaiado sendo o índice de carga pontual normalizado calculado a partir desse valor.

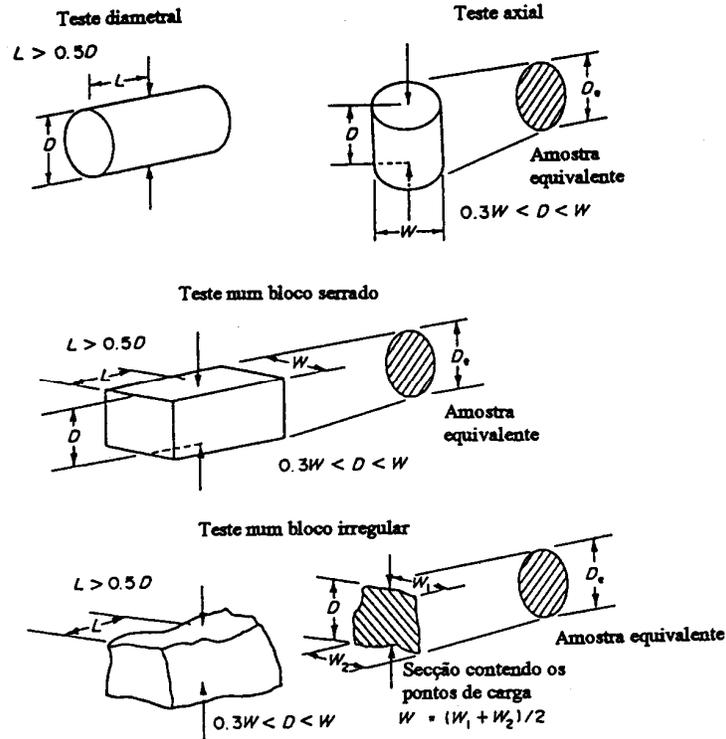


Figura 3.12 – Relação de dimensões dos provetes a satisfazer nos ensaios de carga pontual.

$$A = WD = \frac{\pi}{4} D_e^2 \quad D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} WD}$$

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D_e^2} \quad F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45}$$

Em rochas isotrópicas, em geral são necessários 10 ensaios válidos por cada tipo/qualidade de rocha que se pretende caracterizar, mas um número inferior poderá ser suficiente se a dispersão de resultados for pequena. São considerados válidos somente os resultados dos ensaios cuja superfície de rotura contenha os pontos de aplicação da carga (Figura 3.13).

Com 10 ensaios, para calcular o valor representativo da resistência à carga pontual, é usual eliminarem-se os dois resultados mais elevados e os dois mais baixos, após o que se determina a média com os restantes 6 valores.

O resultado final obtido é usualmente correlacionado com o valor da resistência à compressão simples σ_c através duma relação linear proposta por Bieniawski.

$$\sigma_c = a I_{s(50)}$$

Os valores mais frequentes de a estão compreendidos entre 20 e 25.

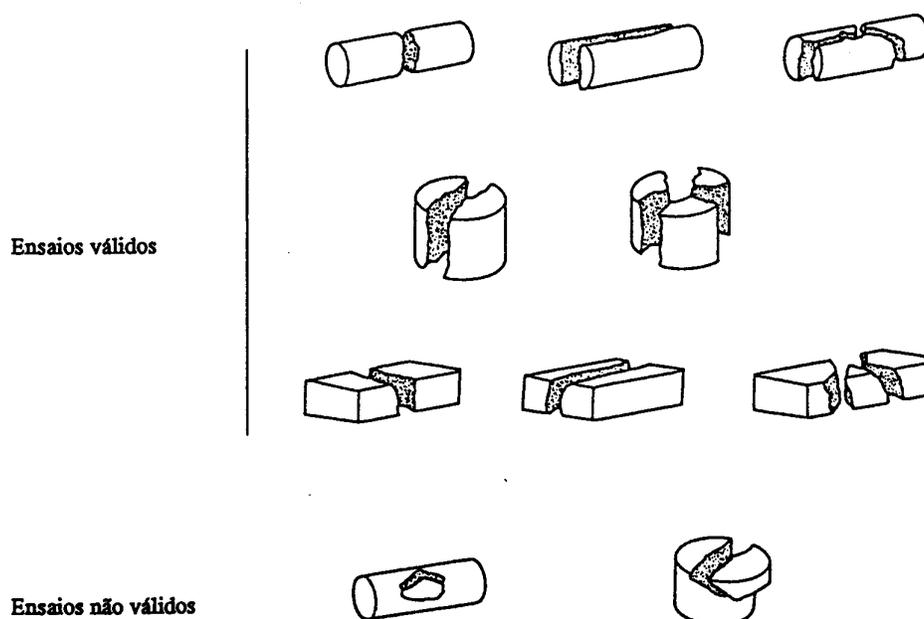


Figura 3.13 – Fracturas válidas e não válidas nos ensaios de carga pontual.

Exemplo 2

Foram realizados 10 ensaios para determinação da carga pontual (P) dum granito com provetes cilíndricos de diâmetro igual a 83 mm. Os valores obtidos para a carga pontual (directão diametral) foram: 17,4; 17,8; 17,3; 17,8; 17,2; 17,9; 17,0; 17,8; 16,9; 18,0 (kN).

O valor médio da carga pontual é obtido sem considerar os dois resultados mais elevados e os dois mais baixos: $P_{\text{médio}} = 17,55$ kN. índice de carga pontual normalizado $I_{s(50)}$ é igual a $(83/50)^{0,45} \times 17,55/0,083^2 = 3200$ kPa.

Se a resistência à compressão uniaxial σ_c do mesmo granito for igual a 75,8 MPa (valor obtido com um ensaio de compressão simples) o factor de proporcionalidade entre $I_{s(50)}$ e σ_c será igual a 23,7. A determinação de σ_c em outras amostras do mesmo granito poderá agora ser realizada com o ensaio de carga pontual recorrendo à correlação linear com $I_{s(50)}$.

Em rochas com anisotropia conferida pela xistosidade, foliação ou pela estratificação, a realização do ensaio de carga pontual deverá ter em atenção a orientação de tais descontinuidades estruturais. Nestes casos é usual a determinação dos índices de carga pontual quer na direcção da normal, quer na direcção paralela a esses planos, sendo então possível definir um índice de anisotropia, dado pela relação entre aqueles índices.

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)\perp}}{I_{s(50)\parallel}}$$

De salientar que no caso das rochas anisotrópicas, o parâmetro a que relaciona a resistência à compressão simples com o índice de carga pontual assume uma variabilidade maior que no caso das rochas com comportamento isotrópico, reforçando-se neste caso, quando o estudo o justifique, a necessidade de realizar alguns ensaios de compressão uniaxial que permitam estabelecer correlações mais fidedignas com os valores obtidos nos ensaios de carga pontual.

3.3.3 Ensaio com o esclerómetro ou martelo de Schmidt

A resistência à compressão simples das rochas pode ainda ser correlacionada com a sua dureza. A dureza nas rochas é um conceito diferente daquele que é considerado nos minerais. Geralmente é associada com a chamada dureza de Schmidt (R) que é determinada através do ensaio com o martelo de Schmidt. Este valor é depois correlacionado com a resistência à compressão simples da rocha constituinte da superfície ensaiada de acordo com o valor do seu peso volúmico (Figura 3.14).

Exemplo 3

Sobre várias amostras cilíndricas de granito, devidamente imobilizadas, foram realizados diversos testes com o martelo de Schmidt (direcção vertical descendente) com os resultados seguintes: 35, 34, 39, 31, 33, 35.5, 38, 32, 40 e 34 (valores de R – dureza de Schmidt). O granito tem um peso volúmico igual a $26,0 \text{ kN/m}^3$.

Para obter o valor médio de R consideram-se os cinco resultados mais elevados: $R_{\text{médio}} = 37,5$. Em seguida determina-se no gráfico da Figura 3.14 o valor da resistência à compressão simples para o valor do respectivo peso volúmico. A leitura correcta da resistência (σ_c) na escala logarítmica decimal deverá dar o valor de 73 MPa .

3.3.4 Classificação da resistência das rochas

Finalmente, refira-se a possibilidade de ser possível, através de análises expeditas, realizadas com o recurso ao martelo de geólogo ou a uma faca, estimar os valores da resistência à compressão simples. Para tal, bastará recorrer à classificação proposta pela ISRM (Tabela 3.8), que em função do grau de qualidade da rocha, correlaciona a resistência à compressão simples (σ_c) e o índice de carga pontual ($I_{S(50)}$) com o comportamento do material face àquelas análises expeditas.

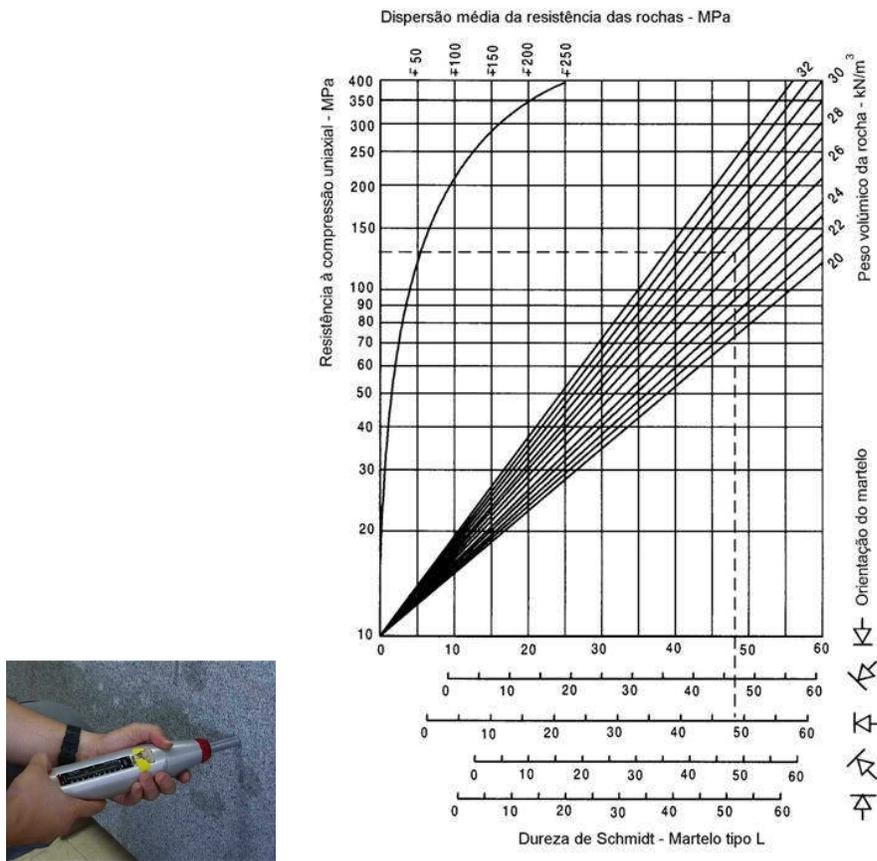


Figura 3.14 – Estimativa da resistência à compressão a partir da dureza de Schmidt.

Tabela 3.8

GRAU	DESIGNAÇÃO	σ_c (MPa)	$I_{S(50)}$ (MPa)	ANÁLISE EXPEDITA
R6	Extremamente elevada	>250	>10	A rocha lasca depois de sucessivos golpes de martelo e ressoa quando batida
R5	Muito elevada	100 – 250	4 – 10	Requer muitos golpes de martelo para partir espécimes intactos de rocha
R4	Elevada	50 – 100	2 – 4	Pedaços pequenos de rocha seguros com a mão são partidos com um único golpe de martelo
R3	Mediana	25 – 50	1 – 2	Um golpe firme com o pico do martelo de geólogo faz identações até 5 mm; com a faca consegue-se raspar a superfície
R2	Baixa	5 – 25	(*)	Com a faca é possível cortar o material, mas este é demasiado duro para lhe dar a forma de provete para ensaio triaxial
R1	Muito baixa	1 – 5	(*)	O material desagrega-se com golpe firme do pico de martelo de geólogo
R0	Extremamente baixa	0,25 – 1	(*)	Consegue-se marcar com a unha

(*) – Não são consideradas minimamente fiáveis as correlações com a resistência à compressão simples.

3.4 Influência da anisotropia das rochas

Uma isotropia perfeita é geralmente difícil de encontrar nas rochas. A disposição dos minerais constituintes, resultante da formação da rocha, a textura da rocha resultante de processos geológicos posteriores à gênese da rocha, o estado de fissuração e a existência de planos de descontinuidade contribuem para a anisotropia das rochas, em relação à sua deformabilidade e à sua resistência mecânica.

A anisotropia define-se como a condição de variabilidade de propriedades físicas e mecânicas de um corpo rochoso ou mineral segundo direcções diferentes, como, por exemplo, a variação do módulo de deformabilidade e da resistência à compressão simples nas rochas com xistosidade ou foliação, e a variação da velocidade de propagação de ondas sísmicas em massas rochosas estratificadas segundo direcções diferentes.

3.4.1 Anisotropia de deformação

O comportamento elástico de um meio contínuo anisotrópico depende em geral de 21 coeficientes independentes cuja determinação experimental é muito difícil de realizar de modo completo. Através de um ensaio de compressão isotrópica realizado sobre uma amostra cúbica de rocha instrumentada com extensómetros do modo esquematizado na Figura 3.15 é possível identificar o tipo de anisotropia da rocha (Figura 3.16).

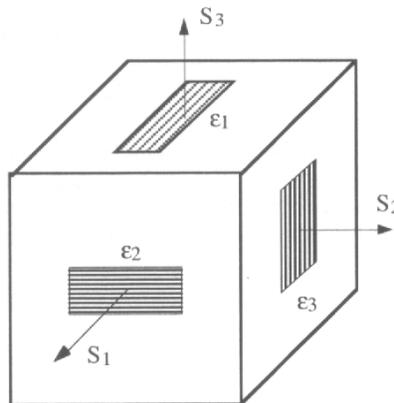


Figura 3.15 – Orientação do cubo e posição dos extensómetros para um ensaio de compressão isotrópica.

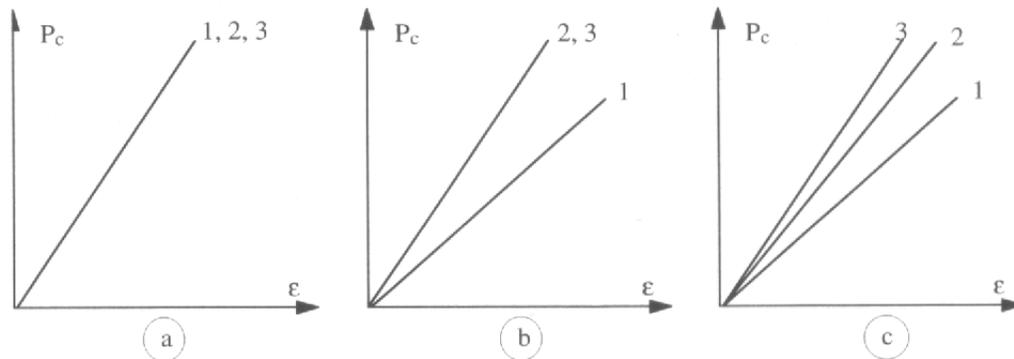


Figura 3.16 – Comportamento mecânico sob solitação isotrópica.

De acordo com o nível de deformações observadas nas três direcções ortogonais ($\epsilon_i = \Delta l_i / l_i$) a rocha poderá ser classificada num dos seguintes casos:

- a) $\epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon_3$ rocha provavelmente isotrópica;
- b) $\epsilon_1 \neq \epsilon_2 = \epsilon_3$ rocha provavelmente isotrópica transversa;
- c) $\epsilon_1 \neq \epsilon_2 \neq \epsilon_3$ rocha provavelmente ortotrópica.

No entanto, em muitos casos considera-se suficiente, para caracterizar a anisotropia de deformação de uma rocha, determinar os módulos de deformação máximo e mínimo numa amostra. Nas rochas com uma textura planar marcada (xistos, por exemplo) utiliza-se normalmente uma simetria axial para caracterizar o comportamento anisotrópico.

Na

Figura 3.17 apresentam-se resultados da determinação dos módulos de elasticidade e dos coeficientes de Poisson dum filádio com simetria ortótropa. Esta simetria é conferida pela xistosidade, representada na referida figura por traços contínuos, e por uma estrutura planar disposta paralelamente à xistosidade. Os valores do módulo de elasticidade, maiores quando a carga é aplicada paralela à xistosidade, e do coeficiente de Poisson, mais elevados e da mesma ordem de grandeza nas direcções em que é potenciada a abertura normal aos planos de xistosidade, evidenciam que esta é a principal responsável pela anisotropia manifestada pela rocha. Digno de registo, é de referir o facto de que neste tipo de rocha, bem como noutras em que a anisotropia conferida pela xistosidade ou pela estratificação é muito acentuada, ser comum o valor mínimo do módulo de elasticidade ocorrer para uma direcção intermédia entre a normal e a paralela àqueles descontinuidades estruturais.

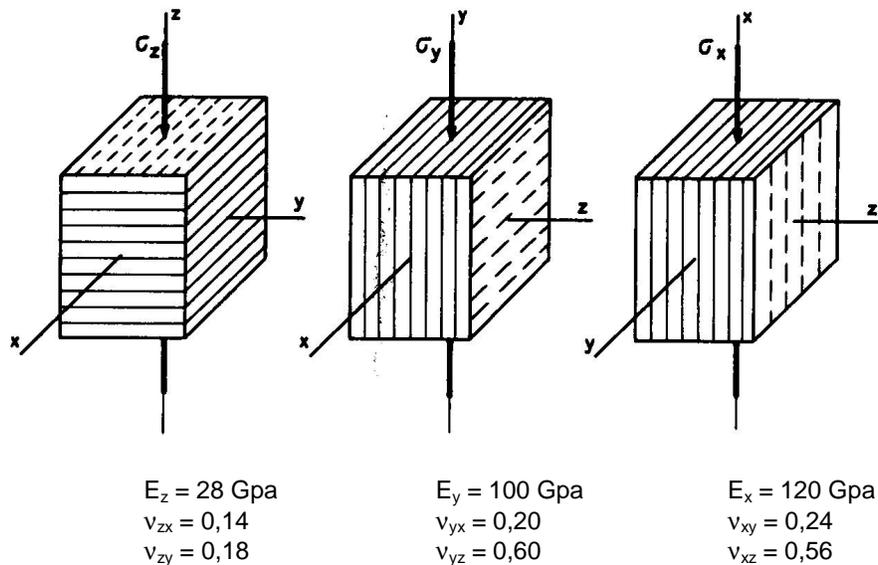


Figura 3.17 – Módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson dum filádio com anisotropia conferida pela xistosidade.

Na

Figura 3.18 está representada a variação do módulo de elasticidade em três rochas xistosas, sendo E_1 o módulo de elasticidade na direcção normal ao plano de xistosidade (a escala vertical de E é igual à horizontal).

A maior deformabilidade (menor valor de E) das rochas na direcção perpendicular aos planos de xistosidade (E_1) explica-se pela existência de bandas de material mais compressível entre os planos de xistosidade. Nesta direcção verifica-se também, como se verá adiante, a resistência mais elevada à compressão.

Os maciços rochosos podem também exibir idêntico tipo de comportamento ditado pela anisotropia da própria rocha ou pela orientação preferencial de discontinuidades. Tal circunstância assume-se de elevada importância para alguns tipos de estruturas, como por exemplo para barragens de grande porte, em que o comportamento anisotrópico das fundações pode ser indesejável e obrigar a precauções especiais. Na Figura 3.19 apresentam-se os resultados obtidos no estudo da deformabilidade do maciço de fundação da barragem da Agueira, constituído por um xisto grauvacóide com graus de alteração variáveis de ponto para ponto do maciço. Cada curva corresponde a um local onde foram realizados ensaios segundo duas direcções. Como se vê a anisotropia é acentuada, para todos os locais, e o andamento das curvas de variação do módulo de deformabilidade (*equivalente ao módulo de elasticidade para um material não elástico*) evidencia o

facto, também verificado nos ensaios de compressão uniaxial, de o menor valor se registar para uma direcção intermédia entre a normal e a paralela à xistosidade.

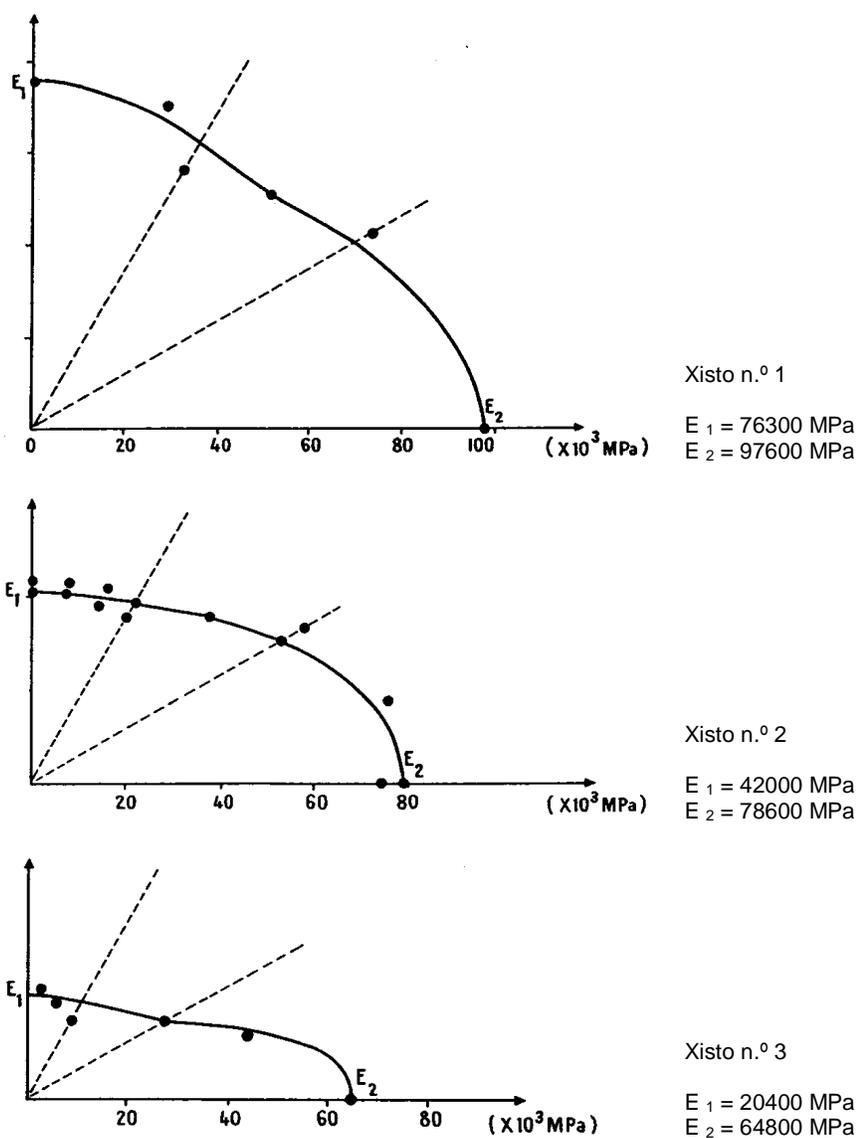


Figura 3.18 – Anisotropia da deformação de rochas xistosas.

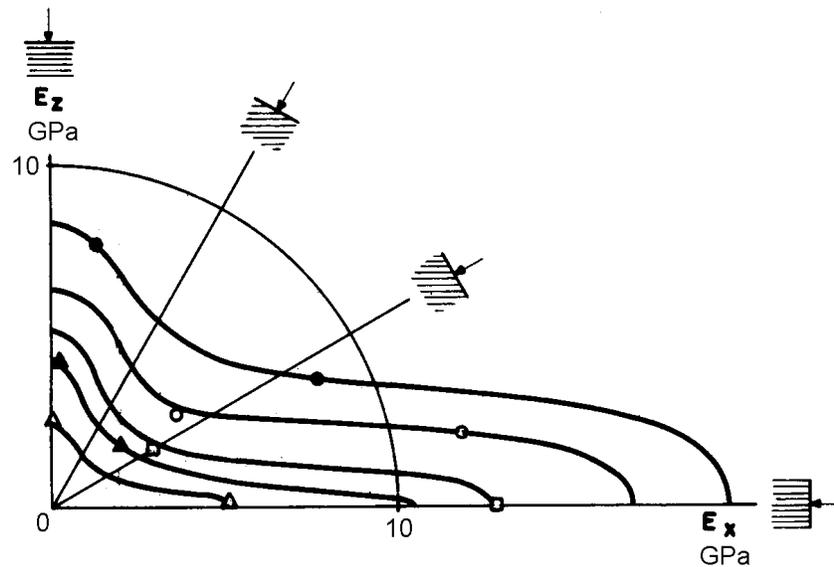


Figura 3.19 – Módulos de deformabilidade do maciço de fundação da barragem da Aguieira (xisto grauvacóide).

3.4.2 Anisotropia de resistência

Tal como em relação à deformabilidade, algumas rochas de certo tipo poderão exibir anisotropia em relação à resistência à compressão. No caso das rochas xistosas é frequente verificarem-se valores mais elevados da resistência à rotura quando a carga é aplicada perpendicularmente aos planos de xistosidade, registando-se o valor mínimo quando a carga é aplicada numa direcção oblíqua à xistosidade (Figura 3.20).

Este aspecto é perfeitamente compreensível, se considerarmos os planos de xistosidade como superfícies de maior fraqueza da rocha, e compararmos o comportamento desta com o de um material isotrópico em que ocorre uma fractura não rugosa.

A anisotropia de resistência para o comportamento frágil explica-se pela distribuição não aleatória das orientações das fissuras. Na Figura 3.21 está representada a variação da resistência à compressão de uma rocha com a inclinação dos planos de xistosidade em relação à vertical. Verifica-se que num determinado intervalo de variação desta inclinação a rotura da amostra se dá por corte ao longo de um destes planos de xistosidade (a curva a tracejado indica a resistência ao corte)

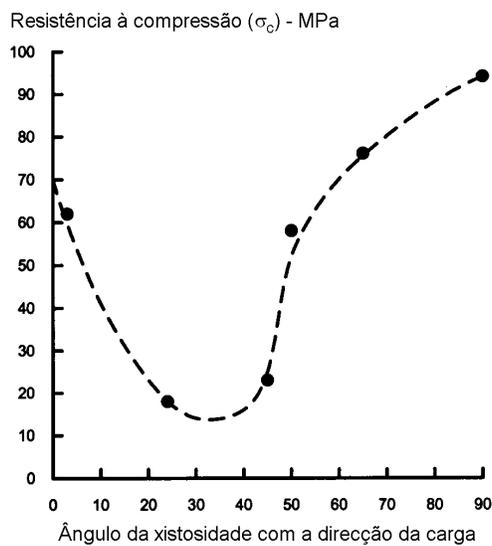


Figura 3.20 – Influência da direção da carga com a resistência dum filádio grafitoso (tipo xisto argiloso).

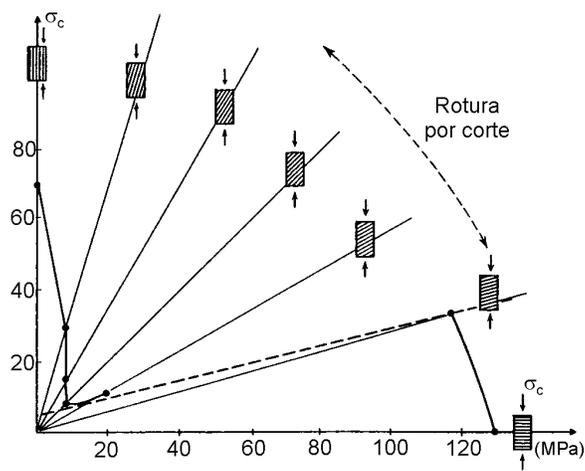


Figura 3.21 – Curva polar da resistência em compressão simples de uma rocha com xistosidade.

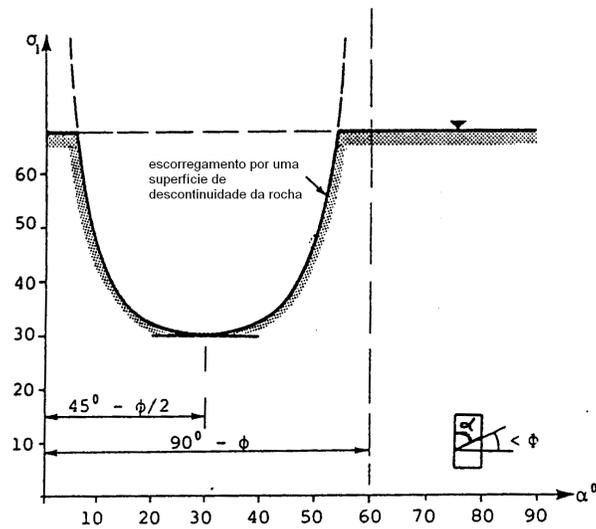


Figura 3.22 – Tensão de ruptura em função da orientação das descontinuidades (ensaio com pressão de confinamento).

Na Figura 3.22 pode verificar-se que o valor da resistência é variável em função da orientação relativa da descontinuidade (ex. diaclase ou plano de xistosidade) e da direcção da carga, sendo mínima a resistência para uma direcção oblíqua a estas direcções. Registe-se, ainda, que o valor mínimo é função do ângulo de atrito da descontinuidade, o que se afigura lógico por a ruptura se dar, neste caso, quando nesta é excedida a resistência ao escorregamento.

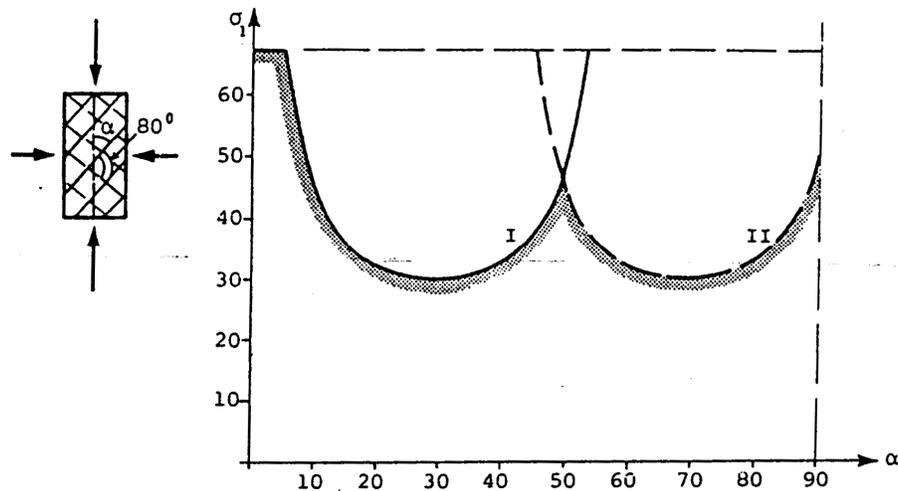


Figura 3.23 – Influência na resistência de duas descontinuidades (ensaio com pressão de confinamento).

Também, com base no representado nas Figura 3.22 e Figura 3.23, percebe-se facilmente a influência que a ocorrência de descontinuidades com diversas orientações tem na resistência dos maciços rochosos. Para tal, basta considerar o efeito na diminuição da resistência provocada por cada descontinuidade e sobrepor os efeitos devidos a cada uma delas, para verificar que a resistência global do maciço rochoso poderá ser grandemente afectada.

Bibliografia

Ingeniería geológica / Luis I. González de Vallejo... [et al.]. - Madrid [etc.] : Prentice Hall, 2002.

Practical Rock Engineering / Evert Hoek, 2000 Edition, <http://www.rocscience.com>

Mecânica das Rochas / por Manuel Rocha. - Lisboa : LNEC, 1981.