LIÇÃO MANUEL ROCHA, 1987

A 4.ª lição Manuel Rocha, intitulada "Predicting the behaviour of underground openings in rock" foi proferida pelo Dr. Nick Barton, na Fundação Calouste Gulbenkian, em 12 de Outubro de 1987. A apresentação do Dr. Barton foi feita pelo Dr. Rodrigues Carvalho.

"É um privilégio ter hoje entre nós, para proferir a IV "LIÇÃO MANUEL ROCHA", um dos mais reputados especialistas internacionais no domínio da mecânica das rochas — o Doutor Nicholas Barton — nome sobejamente conhecido, prestigiado, e respeitado por todos quantos se dedicam à Geotecnia e, em particular, à problemática das obras subterrâneas.

Tal como esperávamos, ao convite que lhe dirigimos, para que aceitasse proferir esta Lição, logo Nick Barton respondeu presente associando-se assim, também ele, à evocação e homenagem a Manuel Rocha que, anualmente, desde 1984 temos vindo a realizar.

"In the name of the organization I wish to thank you very much, Dr. Barton, for accepting to deliver this fourth Manuel Rocha Memorial Lecture."

Nas obras científicas de Manuel Rocha e de Barton encontramos uma importante área de interesse comum, que tem a ver com a influência e importância relativa das diferentes características geológicas e geotécnicas dos maciços na estabilidade das obras subterrâneas, bem como na adopção de medidas adequadas para garantir essa estabilidade.

As classificações geotécnicas de maciços rochosos com incidência no dimensionamento dos suportes de obras subterrâneas surgem com Terzaghi em 1946 e pode dizer-se que só nos anos 70 este assunto voltaria a ser retomado, tendo então merecido a atenção de um número significativo de autores — Wickham, Barton, AFTES, Bieniawski, Rocha, etc.

O sistema de classificação desenvolvido por Manuel Rocha viria a ter divulgação relativamente restrita pelo seu autor. Dentro da honestidade científica que todos lhe reconhecíamos, a Manuel Rocha impunha-se por certo a tarefa de, antes disso, testar e aperfeiçoar o seu sistema o que, infelizmente, não viria a ter a oportunidade de fazer. No entanto, as correlações que apresentou em 1976 entre a classificação que propunha e as classificações de Terzaghi e de Barton mostravam já as potencialidades da sua utilização. Os méritos da classificação de Rocha, uma classificação simples por basear-se apenas em quatro parâmetros, têm vindo a ser reconhecidos em Portugal onde é prática corrente a sua aplicação em paralelo com outras, nomeadamente as propostas por Wickham, Barton e Bieniawski.

Recentemente tivemos a oportunidade de dar a conhecer, em comunicação apresentada ao VI Congresso Internacional de Mecânica das Rochas, correlações estreitas entre a classificação de Rocha e a de Wickham e, sobretudo, entre aquela e a de Bieniawski, com base em número significativo de casos.

É desejável que a classificação de Manuel Rocha continue a ser utilizada e comparada com as de uso já generalizado, introduzindo-lhe, se necessário, um ou outro ajustamento, al como estaria na mente do seu autor que hoje, mais uma vez, recordamos.

O facto de Manuel Rocha e Barton manifestarem preocupações comuns quanto ao problema da classificação dos maciços rochosos como base para o dimensionamento do suporte de obras subterrâneas, bem como a actualidade e importância do tema, leva a que nos sintamos altamente honrados pelo facto de Nick Barton nos vir transmitir hoje algo da sua já longa e fecunda experiência.

O Doutor Nicholas Barton é britânico de nascimento e obteve a graduação em engenharia civil no King's College, Universidade de Londres, no ano de 1966.

Posteriormente, em 1971 conclui o doutoramento em mecânica das rochas no Imperial College of Science and Technology daquela mesma universidade. Nesse ano, iniciou funções com a categoria de engenheiro senior no "Dam and Rock Group" do Norwegian Geotechnical Institute (NGI), situação que interromperia no período de 1980 a 1984.

Durante aqueles quatro anos desenvolveu a sua actividade na firma Tec. Inc., em Salt Lake City, Utah, primeiramente como consultor senior e depois como director do Departamento de Geomecânica.

Ainda em 1984 regressou ao NGI, onde se mantém, assumindo o cargo de chefe de divisão (Dam, Rock and Avalanche Division).

Para além da brilhante carreira de investigação que tem desenvolvido, abarcando nomeadamente os domínios das obras subterrâneas, estabilidade de taludes, armazenamento de resíduos radioactivos e reservatórios para petróleo, o Doutor Barton tem mantido intensa actividade a nível de consultoria. Nesta qualidade e sobretudo ao nível dos problemas relacionados com obras subterrâneas, interviu em projectos no Kenia, China, Japão, Grécia, Estados Unidos da América, Canadá, África do Sul, Suriname, Peru, Suécia, Holanda e Papua Nova Guiné.

Desde 1983 tem vindo igualmente a exercer actividade docente; primeiro como professor adjunto no Departamento de Minas da Universidade de Utah (1983/84) e a partir de então, igualmente como professor adjunto, no Departamento de Mecânica das Rochas da Universidade de Lulea.

No âmbito das actividades de investigação e ensino a que está ligado é de salientar o apoio de Nick Barton à formação de novos investigadores o que traduz a preocupação de fazer escola. Diversos são os jovens que têm trabalhado sob sua orientação, designadamente na preparação de teses de doutoramento. Recordamos, a este proposito, que a 2.ª medalha Manuel Rocha, prémio instituído pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas para galardoar anualmente a melhor tese de doutoramento em mecânica das rochas foi, em 1983, atribuída ao Doutor Stravos Bandis que havia desenvolvido parte da sua investigação com Nick Barton no NGI, e onde continua prestando serviço de consultoria a par da sua actividade docente regular na Grécia.

Uma actividade com a importância e relevo da que tem vindo a ser desenvolvida por Nick Barton, e que se revela nos mais de oitenta trabalhos já publicados, tem necessariamente que obter o reconhecimento da comunidade científica internacional. Entre outras distinções recebidas, em 1976 Barton foi galardoado com o prémio do United States National Committee for Rock Mechanics pela sua obra "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support". Em 1978 foi a Geological Society of America que lhe atribuiu o prémio Burwell pelo trabalho "The shear strength of rock and rock joints". Em 1985 foi convidado para proferir a 8.ª Laurits Bjerrum Memorial Lecture em Oslo.

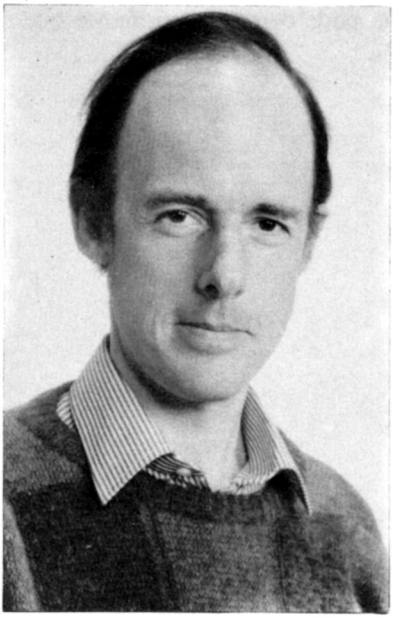
Perante o que atrás ficou exposto, não restarão dúvidas de que a conferência a que assistiremos já em seguida enriquecerá o património de conhecimentos de todos quantos se

dedicam à Geotecnia. Em particular beneficiarão aqueles que, de uma maneira ou de outra, sentem os problemas suscitados pelas obras subterrâneas em maciços rochosos desde os estudos iniciais de caracterização geológico-geotécnica à adopção dos métodos mais adequados e económicos para garantir a estabilidade e segurança das obras.

Antes de dar a palavra ao Doutor Nick Barton cumpre-me agradecer a todos quantos, de qualquer modo, contribuíram para a realização e o êxito esperado desta IV "LIÇÃO MANUEL ROCHA". Desejaria neste contexto salientar e agradecer, em particular, o apoio da Fundação Calouste Gulbenkian na pessoa do seu presidente aqui representado pelo Snr. Eng.º Guimarães Lobato, e o apoio da Fundação Luso-Americana para o Desenvolvimento na pessoa do seu presidente Snr. Dr. Finberg.

Finalmente, o agradecimento a todos quantos, através da sua presença, quiseram prestigiar esta sessão e deste modo associar-se a mais esta homenagem a Manuel Rocha.

Olhando para esta sala não pode deixar de afirmar-se que a memória de Manuel Rocha permanece bem viva entre nós."



PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ABERTURAS SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS ROCHOSOS*

Predicting the behaviour of underground openings in rock

por
NICK BARTON**

RESUMO — Os maciços rochosos assumem toda uma diversidade de feições, que vão desde os meios homogéneos e intactos até às zonas de falhas preenchidas com materiais argilosos, apresentando numerosas descontinuidades e intenso esmagamento, passando pelos conjuntos de blocos em que as descontinuidades estão mais ou menos regularmente espaçadas. Um breve exame do comportamento das aberturas efectuadas nesses meios — tais como furos de sondagem, túneis e grandes escavações mineiras — aponta algumas tendências consistentes. Crê-se que os mecanismos fundamentais de rotura e as necessidades de sustimento são sempre fortemente influenciados pelas variações volumétricas associadas à potencial rotura. Mesmo meios não-diaclasados eventualmente romperão por superfícies tais como fracturas por tracção ou por corte. Pode não existir propriamente uma zona "plástica", já que a rocha entre as superfícies de rotura pode estar intacta e sob tensões relativamente menores. Como as variações volumétricas que acompanham a rotura são em grande medida determinadas pela dilatação (ou contracção) ao longo dessas superfícies de rotura ou descontinuidades preexistentes, o conhecimento destas últimas é fundamental para prever o comportamento de aberturas subterrâneas.

A fim de demonstrar algumas das variações volumétricas que ocorrem quando os maciços rochosos são submetidos a crescentes tensões de corte, pode recorrer-se a medições cuidadosas sobre modelos de meios diaclasados. As componentes da deformação das descontinuidades — fecho e dilatância induzida pelo corte — determinam o tipo de resposta de cada maciço. Procura-se obter uma descrição unificadora da resistência ao corte dos maciços rochosos a partir do comportamento do meio descontínuo.

Nesta comunicação utiliza-se, com esse fim, quer o sistema Q quer o índice JRC/JCS de caracterização das descontinuidades. O critério proposto contrasta com o de Hoek e Brown, que descreve principalmente a resistência da rocha intacta, embora com ajustamentos para aplicação a meios diaclasados ou esmagados.

Apresentam-se exemplos de modelação de escavações em meios diaclasados, usando modelos físicos e numéricos. Dá-se especial importância à discrepância entre o comportamento de meios diaclasados e as tentativas da sua simulação por modelos de meio contínuo. Como razões para a discrepância citam-se a abertura das descontinuidades por tracção e a histerese na descarga associada ao corte. Descrevem-se estudos recentes em modelo, em que foi utilizado o método UDEC (Código Universal de Elementos Discretos) para exemplificar a previsão das variações de permeabilidade na zona alterada na vizinhança de túneis.

SYNOPSIS — Rock masses range from intact homogeneous media, through regularly jointed assemblies of blocks, to heavily sheared and crushed claybearing fault zones. A brief review of the behaviour of openings created in these media, such as boreholes, tunnels and large mine openings, indicate some consistent trends. The fundamental failure mechanisms and requirements for support are believed to be strongly influenced in all cases by the volume changes accompanying potential failure. Failure, even in unjointed media, eventually occurs on failure surfaces such as extension fractures or shear fractures. A

*Versão portuguesa do texto original em inglês.
**Norges Geotekniske Institutt, Oslo, Noruega.

"plastic" zone may not strictly exist since the rock between the failure surfaces can be intact and relatively less highly stressed. Since the volume changes accompanying failure are to a great extent determined by the dilation (or contraction) along these failure surfaces or pre-existing discontinuities, an understanding of the latter is fundamental to the prediction of underground opening behaviour.

Careful measurements of model jointed media are used to demonstrate some of the volume changes that can be expected when rock masses are subjected to increased shear stress. The components of joint deformation such as closure and shear-induced dilation determine the type of response of individual rock masses. Attempts are made to provide a unifying description of rock mass shear strenght based on discontinuum behaviour. Both the *Q*-system and the *JRC/JCS* index characterization of discontinuities are utilized here. The proposed criterion contrasts with the Hoek and Brown criterion, which primarily describes the strength of intact rock, with adjustments for jointed or crushed media.

Examples of discrete modelling of excavations in jointed media are given, using both physical and numerical models as examples. Particular attention is focused on the discrepancy between the behaviour of jointed media and the attempts to simulate these by means of continuum models. Tensile opening of joints and hysteresis on unloading due to shear are cited as reasons for the discrepancy. Examples of recent discrete element modelling using UDEC method are described, to illustrate the prediction of permeability changes in the disturbed zone around tunnels.

1 — INTRODUÇÃO

Na engenharia dos maciços rochosos há três áreas especializadas que nos permitem uma visão imperfeita, mas fascinante, do modo como a rocha se comporta na vizinhança de aberturas subterrâneas. As três áreas em causa mobilizam diferentes especialistas que raramente têm oportunidade de comunicar entre si as suas experiências. As pessoas que nelas trabalham têm objectivos muito diferentes, embora possuam um interesse comum que é a estabilidade da escavação no maciço rochoso.

QUADRO 1

Três categorias de aberturas e respectivos modos de rotura

Categoria	*Características da rocha*	*Modos de rotura**
1. Furos profundos (indústria do petróleo)	Rochas sedimentares. Resistência intacta reduzida. Tensão elevada	Roturas por corte, encurvadura com laminação, cedência "plástica"
2. Minas profundas (indústria mineira)	Rochas maciças, frágeis. Resistência intacta elevada. Tensão elevada	Roturas por tracção, rebentamento da rocha, rotura em placas, encurvadura
3. Túneis pouco profundos (engenharia civil, transportes)	Rocha diaclasada, alterada, resistência do maciço reduzida, níveis de tensão reduzidos	Rotura por tracção e corte pelas descontinuidades preexistentes, roturas com rotação

(*)Descrição deliberadamente simplificada.

2 — MODOS DE ROTURA OBSERVADOS

(*i*) *Furos profundos*

Estudos recentes, custeados principalmente pelas companhias petrolíferas internacionais, vieram lançar alguma luz sobre os mecanismos de rotura em torno de furos profundos. A questão não está encerrada, de modo algum. Contudo há já base para crer que a rotura não se inicia na parede do furo mas num ponto interior (Maury, 1987). Experiências realizadas com uma instrumentação adequada evidenciaram que os níveis de pico da tensão tangencial ocorrem a certa distância da parede (Bandis *et al.* 1987). Em resultado de a zona estar perturbada e ter parcialmente rompido, o módulo efectivo da rocha é mais reduzido na parede do furo do que no interior do material circundante.

Um dilema permanece, relativamente ao modo de rotura. Este dilema é ilustrado na Fig. 1, extraída de Maury (1987) que representava a Comissão sobre Mecanismos de Rotura de Maciços Rochosos em Aberturas Subterrâneas, da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.

A sobreescavação em elipse côncava que é típica da rotura por corte contrasta com a factura em elipse convexa e "cunha" aguçada usuais na rotura por tracção. A experiência com roturas de furos em minas de ouro profundas, na África do Sul, sugere que as roturas são por tracção. A experiência com modelos físicos de furos em materiais homogéneos, porosos e de reduzida resistência, prova sem qualquer dúvida que ocorre rotura por corte.

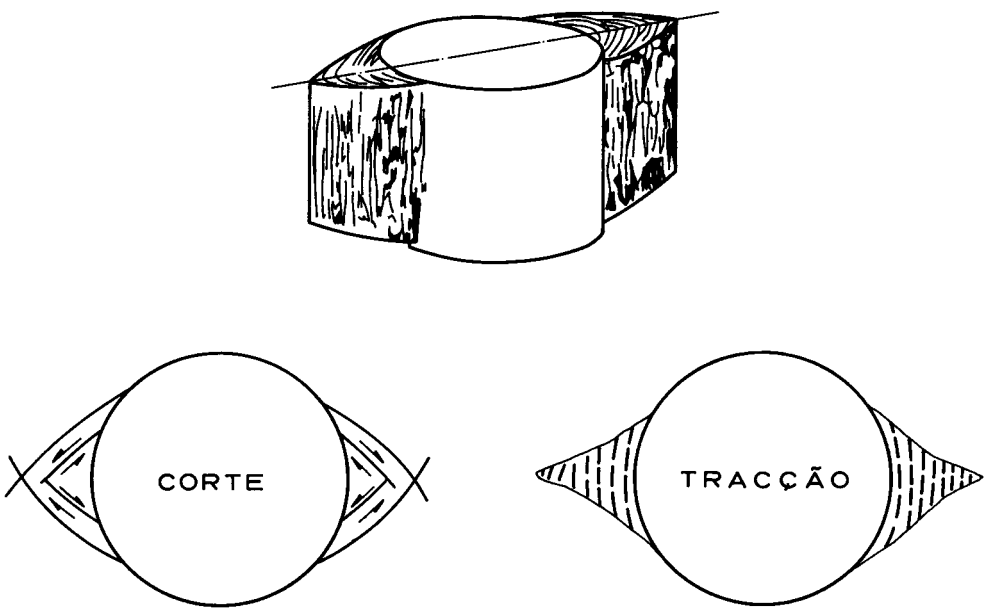


Fig. 1 — Furos sob carga aplicada anisotropicamente. Rotura por corte e por tracção. Adaptação de Maury (1987). (Note-se que os efeitos do avanço da frente não foram representados nestas simplificações bidimensionais)

As Figs. 2 e 3 apresentam algumas experiências do NGI com furos executados sob estados de tensão triaxial, em modelos constituídos por materiais frágeis, porosos e submetidos a tensões elevadas. As superfícies curvas de rotura por corte assemelham-se a linhas de deslizamento em espiral logarítmica que têm pouca afinidade com as zonas plásticas convencionais (Bandis *et al.* 1987).

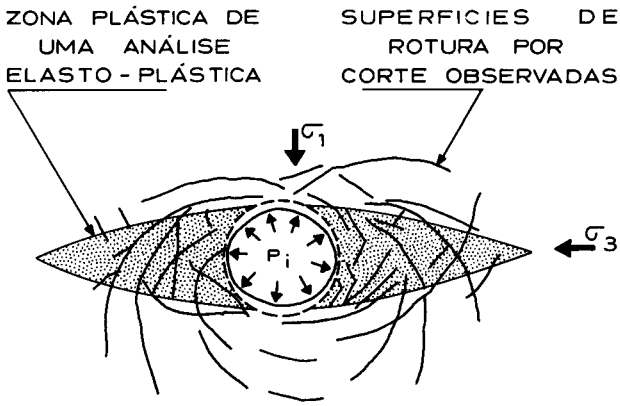


Fig. 2 — Comparação das superfícies de rotura por corte observadas num modelo físico e a zona plástica calculada (Bandis e Nadim, 1986)

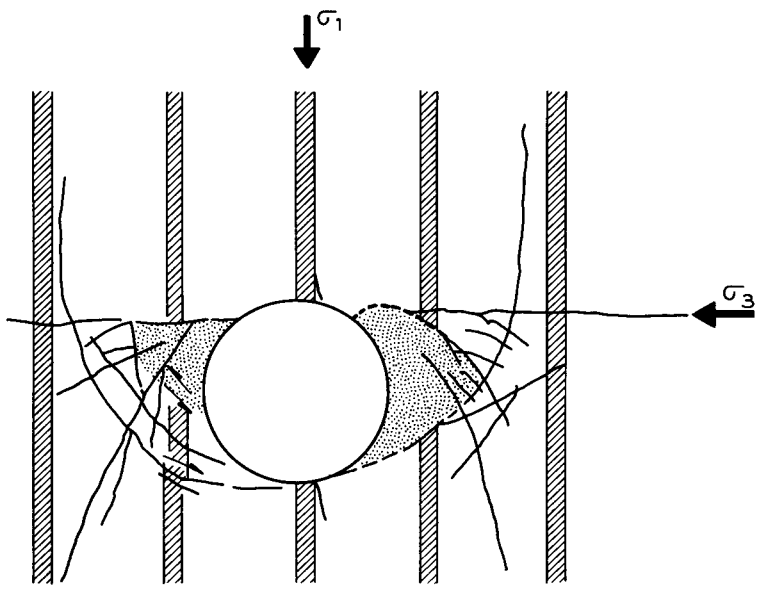


Fig. 3 — Simulação em modelos físicos de furos em materiais porosos sob tensão elevada (Bandis *et al.* 1987). Furos em linha, injectados, servem de marcadores e revelam como o corte constitui o principal mecanismo de rotura

Além disso, os ensaios de resistência indicam que podem ocorrer compactação e rigidificação do material durante as sucessivas redistribuições da tensão de pico em pontos afastados das paredes dos furos. Podem executar-se furos que ficarão mais ou menos abertos com níveis de tensão instalada que excedem muito a resistência à compressão simples do material em causa.

Considerando os contrastes referidos entre o comportamento de rochas duras e rochas brandas, tentar-se-á propor um conclusão. As rochas duras e frágeis, submetidas a uma tensão anisotrópica muito elevada devem romper por desenvolvimento de sucessivas roturas por tracção enquanto rochas brandas e porosas tenderão a romper por interacção de superfícies de corte do tipo espiral logarítmica. Nesta fase podemos mesmo adiantar que a rocha dura se comporta ainda segundo um modo de rotura dilatante, enquanto que o comportamento da rocha branda é não-dilatante.

(ii) Minas subterrâneas

Wagner fez recentemente (1987) um levantamento dos mecanismos de rotura das rochas em minas subterrâneas, confirmando em muitos aspectos as observações anteriores relativas a furos. Rochas maciças frágeis (Fig. 4a) parecem romper por tracção e este mecanismo acentua-se muito se ocorrem camadas brandas (Fig. 4c). Roturas em cunha ou roturas por corte surgem em certas formações carboníferas sob tensões elevadas, já que essas rochas são mais brandas e talvez não dilatantes sob esses altos níveis de tensão. A encurvadura e dobramento de estratos delgados também constituem um mecanismo de rotura muito comum nessas rochas.

Ortlepp e Gay (1984) descreveram um ensaio *in situ* muito interessante, realizado num túnel com o vão de 1,5 m, escavado em quartzitos maciços por cima de uma frente de exploração em avanço numa mina de ouro profunda. Na Fig. 5 indicam-se os níveis de tensões principais medidos quando se abria o túnel. Seguidamente o túnel foi ligeiramente sustido com rede e suportou uma tensão diferencial final de cerca de 150 MPa durante a exploração mineira da camada nas proximidades. As arestas em elipse do perfil de sobreescavação eram estáveis, aparentemente, em virtude do rápido aumento do confinamento.

Em rochas maciças elásticas parece poder utilizar-se com vantagem a relação entre a tensão e a resistência para prever o início da rotura. A resistência à compressão simples obtida em ensaios de laboratório pode ser comparada com a tensão principal (σ_1), tensão vertical (σ_v) ou tensão tangencial máxima teórica ($3\sigma_1 - \sigma_3$) para uma cavidade circular. Contudo esta abordagem do problema traz dificuldades.

No caso de furos, a resistência à compressão simples de provetes de rocha poderia parecer relevante. Contudo, como vimos, a rocha que rodeia um furo profundo numa formação fraca não apresenta comportamento elástico. É portanto difícil comparar tensões secundárias e resistência. Paradoxalmente, em escavações profundas em explorações mineiras, em rochas maciças, onde a teoria da elasticidade poderia ser mais fiável, a dimensão da escavação induz um efeito de escala importante na resistência medida.

Técnicos sul-africanos (ver Wagner, 1987) têm extrapolado com sucesso a equação empírica de Hoek e Brown (1980) relativa à resistência à compressão simples de provetes de 10 mm a

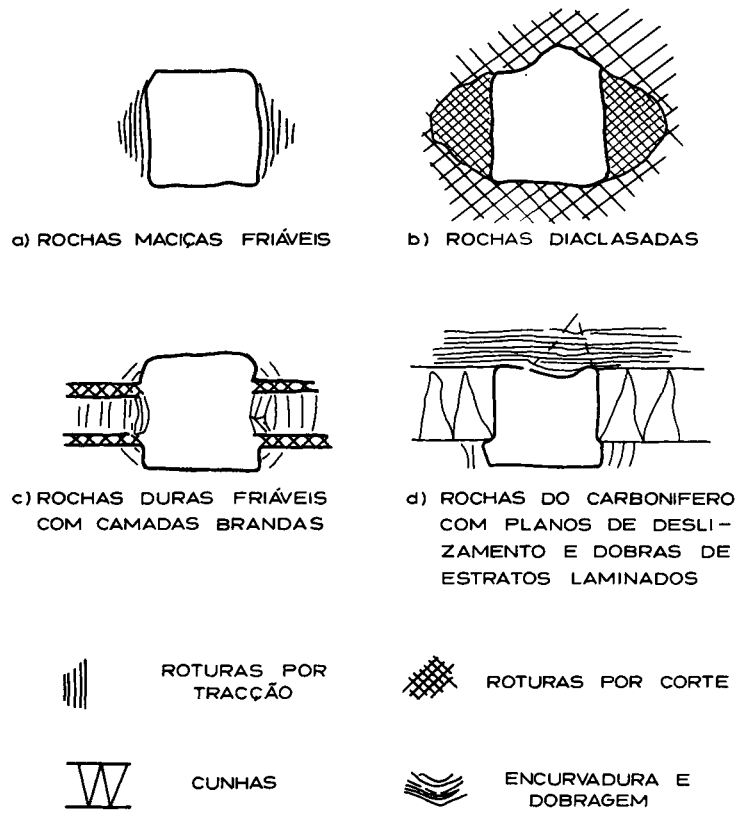


Fig. 4 — Tipos de rotura de rocha em escavações de minas sujeitas a elevadas tensões, segundo Wagner (1987)

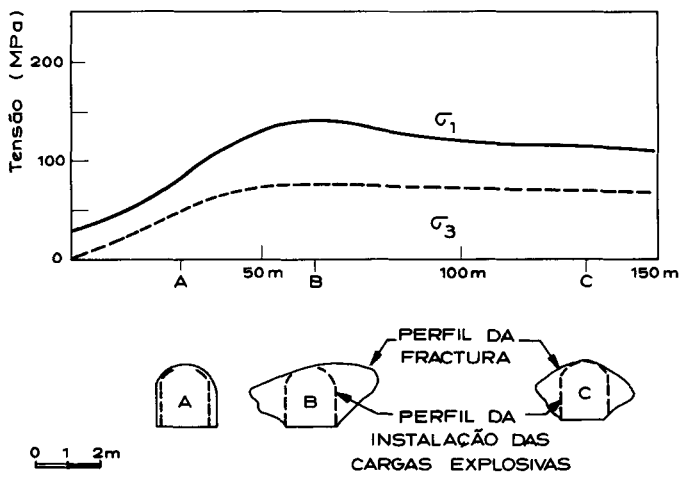


Fig. 5 — Túnel experimental em quartzitos profundos sujeitos a variações de tensão provocadas pela exploração mineira e a rotura parcial. Segundo Ortleph e Gay (1984) e Wagner (1987)

200 mm de diâmetro, aplicando-a à fracturação em escavações realizadas em quartzitos maciços, com 2 e 3 metros de vão. Com base nos valores indicados na Fig. 6 poder-se ia efectuar uma simplificação lógica:

$$\sigma_c = \sigma_{c50}\,(50/d)^{0.2} \tag{1}$$

em que

σ_{c50} — resistência à compressão simples de provetes de 50 mm
d — diâmetro do provete (mm)

Esta equação será adiante comparada com regras de correcção do efeito de escala, utilizadas para extrapolar a resistência ao deslizamento de descontinuidades entre blocos.

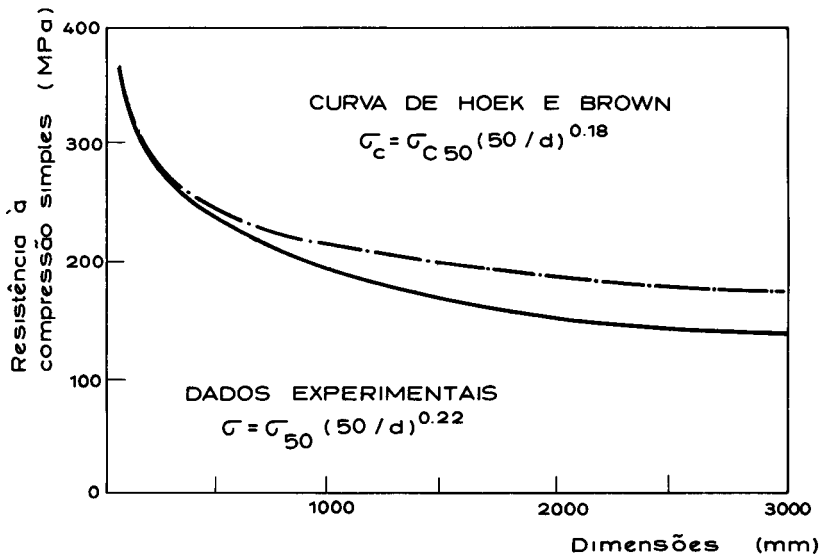


Fig. 6 — Efeitos de escala na resistência à compressão simples. Comparação da equação extrapolada de Hoek e Brown (1980) com dados de rotura de quartzitos em mina sul-africana. Wagner (1987).

(iii) Túneis pouco profundos

Geralmente os túneis pouco profundos são abertos em maciços rochosos diaclasados, eventualmente com falhas, e frequentemente contendo enchimentos argilosos em maior ou menor grau. Esses túneis podem destinar-se a estradas ou vias férreas, abastecimento de água ou produção de energia eléctrica. Em termos genéricos, pode-se-lhes chamar túneis de engenharia civil. Obviamente que experiências com esta categoria de aberturas têm pontos semelhantes com as minas profundas, já que problemas semelhantes de rotura por placas ou mesmo de golpes de terreno podem sugir em túneis profundos ou sob estados de tensão anisotrópicos.

Os túneis pouco profundos em maciços rochosos diaclasados podem ser instáveis se forem abertos em maciços com fraca resistência ao corte. O vão da escavação e o sustimento utilizado são, evidentemente, factores determinantes. A fim de compreender alguns dos factores importantes envolvidos na rotura de maciços rochosos com descontinuidades, é instrutivo examinar alguns casos descritos por Cecil (1975) que formaram a base de dados inicial do sistema Q de classificação de maciços rochosos (Barton *et al.*, 1974).

Os três casos a que se refere a Fig. 7 apresentam sobreescavação ou rotura localizada causadas por descontinuidades com enchimento argiloso. As setas que indicam a tensão de

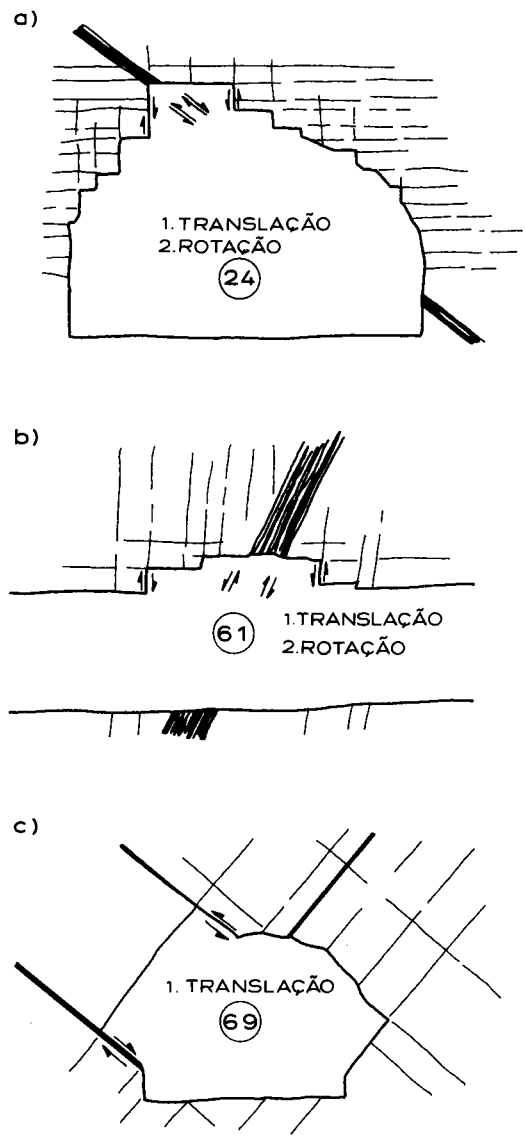


Fig. 7 — Três exemplos de sobrefracturação ou rotura parcial do tecto do túnel causadas por corte associado a translação ao longo de descontinuidades com enchimento argiloso (segundo Cecil, 1975)

corte ou resistência ao corte (esta última acrescentada pelo autor da presente comunicação) destinam-se a chamar a atenção para o papel da resistência ao corte na rotura ou estabilidade. Contudo, a resistência ao corte num meio subterrâneo confinado pode ser menos importante do que a dilatância que ocorre ao longo das superfícies de corte antes da rotura. Pode deduzir-se que a presença de argila nos três casos exemplificados na Fig. 7 terá permitido a ocorrência de deslizamento sem causar aumento das tensões normais (tangenciais). Poderiam pois ocorrer fracturas no tecto ou os subsequentes desabamentos mesmo no caso de dilatância das descontinuidades submetidas a esforços tangenciais.

As dimensões dos blocos representados nos três casos da Fig.7 sugerem a ocorrência de corte associado a translação, ao longo das superfícies marcadas com setas. Só se terão produzido rotações dos blocos quando a ocorrência de rotura parcial (Fase 1) tenha criado espaço para as rotações. Em contraste, os dois maciços rochosos muito esmagados, representados na Fig. 8, tinham blocos de tão pequenas dimensões (relativamente à escala do problema) que o corte com rotação constituía um modo de rotura admissível desde o início e, evidentemente, depressa se produziria um "fluxo" rochoso.

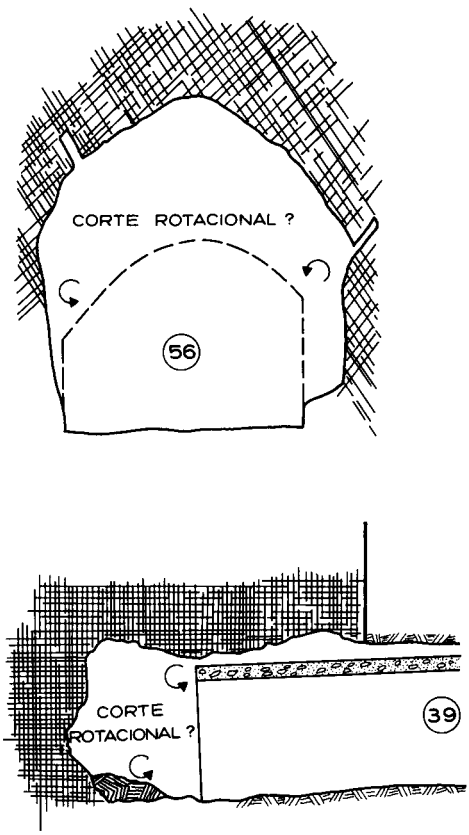


Fig. 8 — Dois exemplos de desabamentos em túneis causados por uma zona esmagada de granito com enchimento argiloso (caso 56) e por uma zona de corte paralelepipédica em quartzito (caso 39). Segundo Cecil, 1975

3 — CONCLUSÕES PRELIMINARES SOBRE OS MODOS DE ROTURA

1) Furos profundos em rochas porosas "não-elásticas" romperão provavelmente por desenvolvimento da superfície de corte se à relação tensão/resistência ao longo dessas superfícies potenciais corresponder corte sem dilatância.

2) Os furos profundos e os túneis em rochas resistentes "elásticas" romperão provavelmente por desenvolvimento de fracturas de tracção, se à relação tensão-resistência ao longo de potenciais superfícies de corte corresponder corte associado a dilatância. Como as fracturas por tracção também estão associadas a dilatância, este modo de rotura tenderá a propagar-se da superfície para o interior, ficando a periferia da escavação com a aparência de casca de cebola. Se se desenvolverem superfícies de rotura por corte, é provável que elas sejam mínimas em número (duas superfícies que se intersectam, ou progressivas) para minimizar a dilatância.

3) Os túneis em rocha diaclasada, com falhas, romperão provavelmente por corte com translação se as dimensões dos blocos forem grandes relativamente às dimensões do túnel. Os blocos de pequenas dimensões típicas das zonas esmagadas podem permitir a ocorrência de corte rotacional como modo primário, já que a dilatação necessária é mínima, especialmente sd existir argila na estrutura do bloco.

4) As análises para determinação da resistência de maciços rochosos que não levem em conta o aumento das tensões instaladas pela rotura com dilatância deverão indicar zonas de fractura maiores do que as observadas na prática. Essa posição excessivamente cautelosa reflectir-se-á em túneis sobredimensionados quanto ao seu sustimento, o que não acontece com os métodos empíricos de dimensionamento, baseados nos comportamentos observados, os quais incluem dilatação ou contracção conforme os casos.

4 — CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA-DEFORMAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS IDEAIS

Demonstrou-se já a importância da deformação interna do maciço rochoso, particularmente da dilatância, no comportamento da rocha na vizinhança de túneis. Como poderemos prever e quantificar esta característica, para uso em modelos constitutivos?

Algumas indicações sobre o comportamento poderão ser obtidas a partir duma análise de ensaios de carga biaxiais, efectuados sobre conjuntos de blocos separados por juntas. Também se obtém informação útil a partir de experiências em laboratório com modelos físicos diaclasados e de ensaios *in situ* sobre blocos, como os correntemente integrados em programas relativos a resíduos nucleares.

(*i*) *Modelos físicos de rocha diaclasada ideal*

A Fig. 9 representa esquematicamente uma série de ensaios biaxiais sobre modelos de lajes diaclasadas de um material frágil. Nestes modelos as diaclases da primeira família (fracturas por tracção entrecruzadas) eram contínuas, enquanto na segunda família elas eram desencontradas quando cruzavam fracturas preexistentes. Estas características correspondem a situações ocorrentes nos maciços rochosos. No ensaio de carga dos modelos reduziu-se σ_2 e aumentou-se σ_1, segundo a trajectória de cargas representada na parte superior da figura. Os vectores de deslocamento medidos num dos ensaios vêm indicados no gráfico inferior. É evidente a grande deformação transversal (coeficiente de Poisson do maciço).

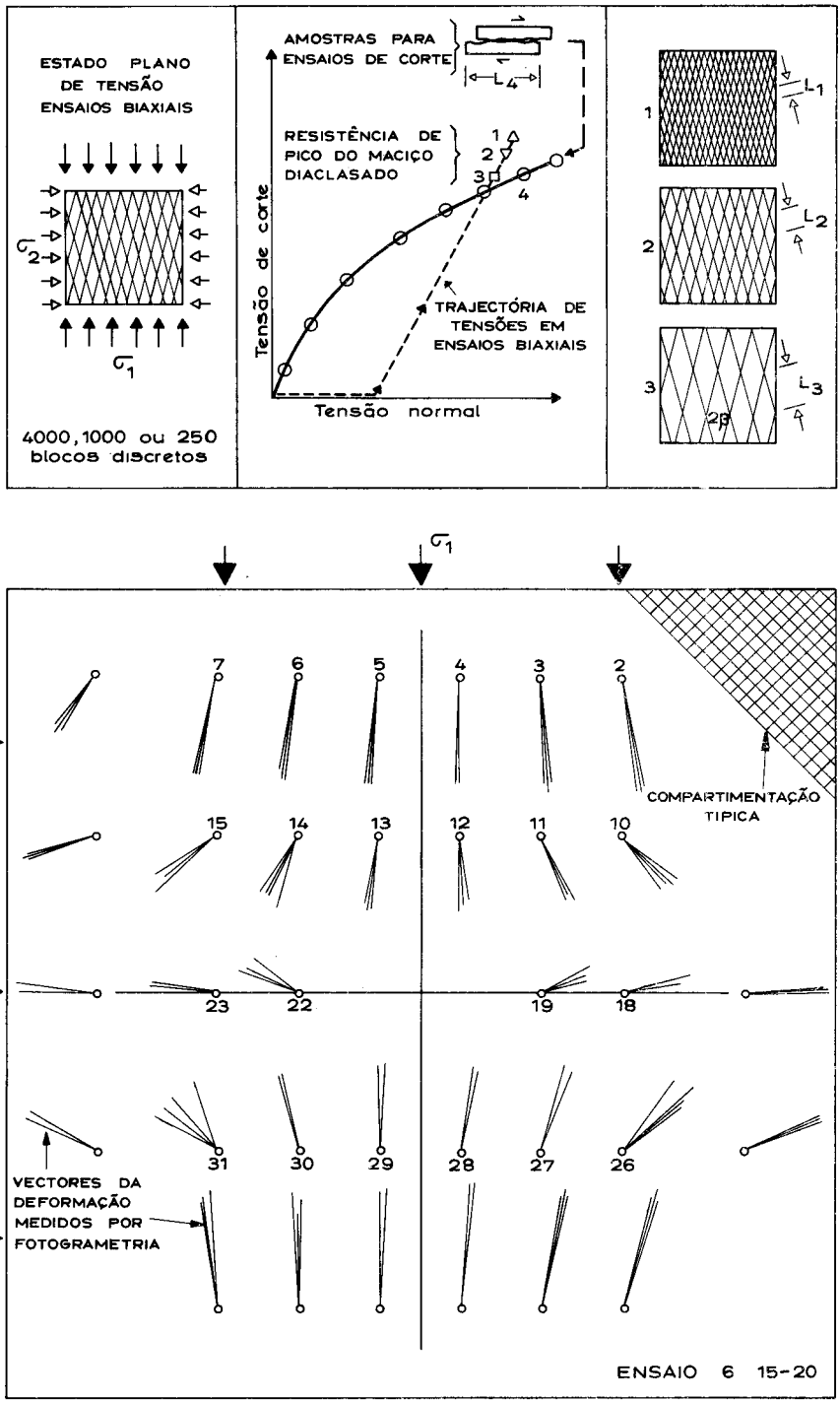


Fig. 9 — Ensaios de corte biaxiais, sobre modelos de maciços rochosos diaclasados, revelam grandes deformações transversais e resistências à rotura dependentes das dimensões dos blocos

A Fig. 10 apresenta uma anáiise dos resultados de três desses ensaios. Note-se que as curvas de deformação transversal (ε_2) foram desenhadas do mesmo lado do eixo y que as curvas de tensão-deformação axial (ε_1) por economia de espaço, Salienta-se o aumento rápido dos valores do coeficiente de Poisson do maciço (ν) com o aumento da tensão diferencial e a radicalmente diferente curva tensão-deformação axial do modelo com 4000 blocos entrecruzados.

À medida que se reduziam as dimensões dos blocos, os módulos à escala natural reduziram-se de 18,5 para 13,1 e finalmente para 7,5 GPa. Contudo o modelo com maior número de descontinuidades apresentou a maior resistência à rotura e finalmente rompeu por rotação dos blocos, formando-se uma larga faixa torcida. Os modelos com maiores blocos romperam por corte associado a translação ao longo de um número limitado de juntas mais contínuas.

Julga-se que a maior resistência obtida com os blocos de pequena dimensão é devida à maior liberdade de rotação dos blocos proporcionada pelas juntas deformáveis. O comportamento é dominado por pequenas irregularidades e a maior "mobilidade" dos blocos mais pequenos permite eventualmente a ocorrência de rotações não controladas, à tensão de rotura.

É necessário sintetizar em forma adimensional os dados já referidos da tensão-deformação biaxial, a fim de poderem ser utilizados num modelo constitutivo do comportamento de maciços rochosos. Poderão utilizar-se relações entre os seguintes parâmetros:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2\sigma_c} \text{ em função de } \nu$$

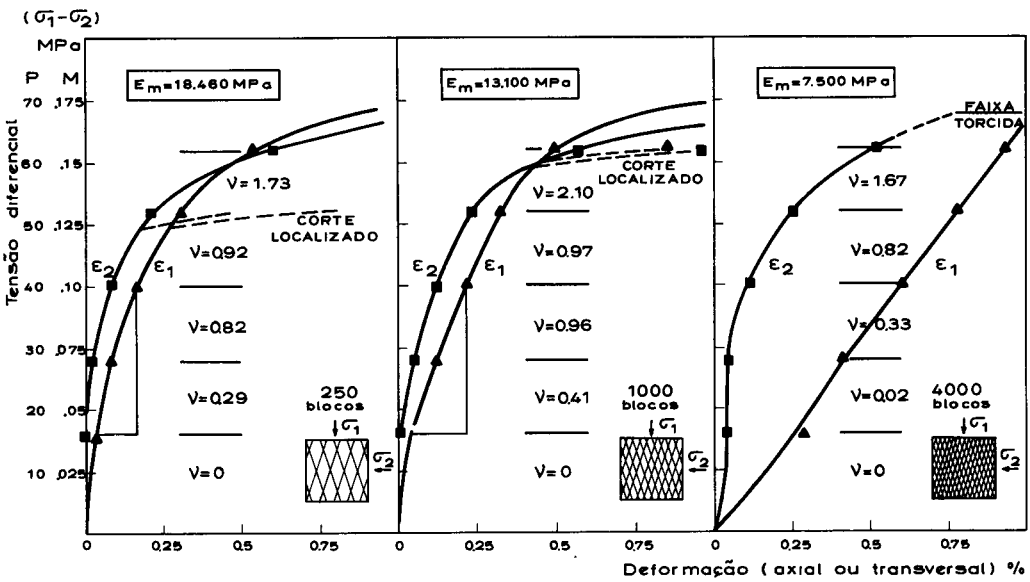


Fig. 10 — Comparação da deformação revelada por modelos de maciços rochosos compostos de blocos de diferentes dimensões (resistência à compressão simples de blocos intactos no protótipo = 175 MPa)

ou

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2.\tau_{pico}} \text{ em função de } v$$

em que σ_c é a resistência à compressão simples de blocos de dimensão conhecida, individualmente considerados, $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$ é o nível da tensão de corte, τ_{pico} é a resistência ao corte máxima do maciço.

(*ii*) *Componentes de deformação das descontinuidades no comportamento de maciços rochosos*

Pode deduzir-se a forma geral das curvas tensões-deformações em maciços rochosos se se considerar a mecânica da deformação das descontinuidades. Em situação normal de fecho, é acentuadamente côncava a curva que traduz o comportamento tensão normal - deformação das descontinuidades. Para o corte, a curva tensão-deformação é normalmente convexa, ainda que isso dependa da dimensão dos blocos.

As duas componentes (N = normal, S = tangencial) representadas nos diagramas superiores da Fig. 11 combinam-se para produzir as três curvas características tensão-deformação de maciços rochosos que os diagramas inferiores da mesma figura mostram. Tem-se tentado incorporar alguns dos valores medidos nos ensaios sobre modelo, nas curvas que representam tensões-deformações axiais e transversais.

Seguidamente far-se-á uma tentativa de propor dados adimensionais que relacionem o coeficiente de Poisson do maciço com a relação tensão-resistência $(\sigma_1 - \sigma_2)\ 2\tau_{pico}$ para as três classes de maciço rochoso representadas na Fig. 10. Os dados são estimados ou baseados nos resultados dos ensaios em modelo representados na Fig. 10. Obviamente que é extremamente difícil obter esses dados para maciços rochosos reais, em virtude das tensões extremamente elevadas que seriam necessárias.

QUADRO 2

Características de deformação de maciços rochosos em função do nível de tensão diferencial (v = **razão entre a deformação transversal/axial). O tipo** *R* refere-se a casos com blocos de muito pequena dimensão em que pode ocorrer rotura com rotação

$\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2_{pico}}$	*Tipo A**	*Tipo B**	*Tipo C**	*Tipo R*
	v	v	v	v
0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,25	0,30	0,1
0,4	0,2	0,35	0,45	0,1
0,6	0,4	0,55	0,7	0,2
0,8	0,5	0,7	1,0	0,3
1,0	>0,5	>0,75	>1,0	>0,4

(*) Os tipos *A*, *B* e *C* referem-se a características de maciços rochosos (Fig. 11).

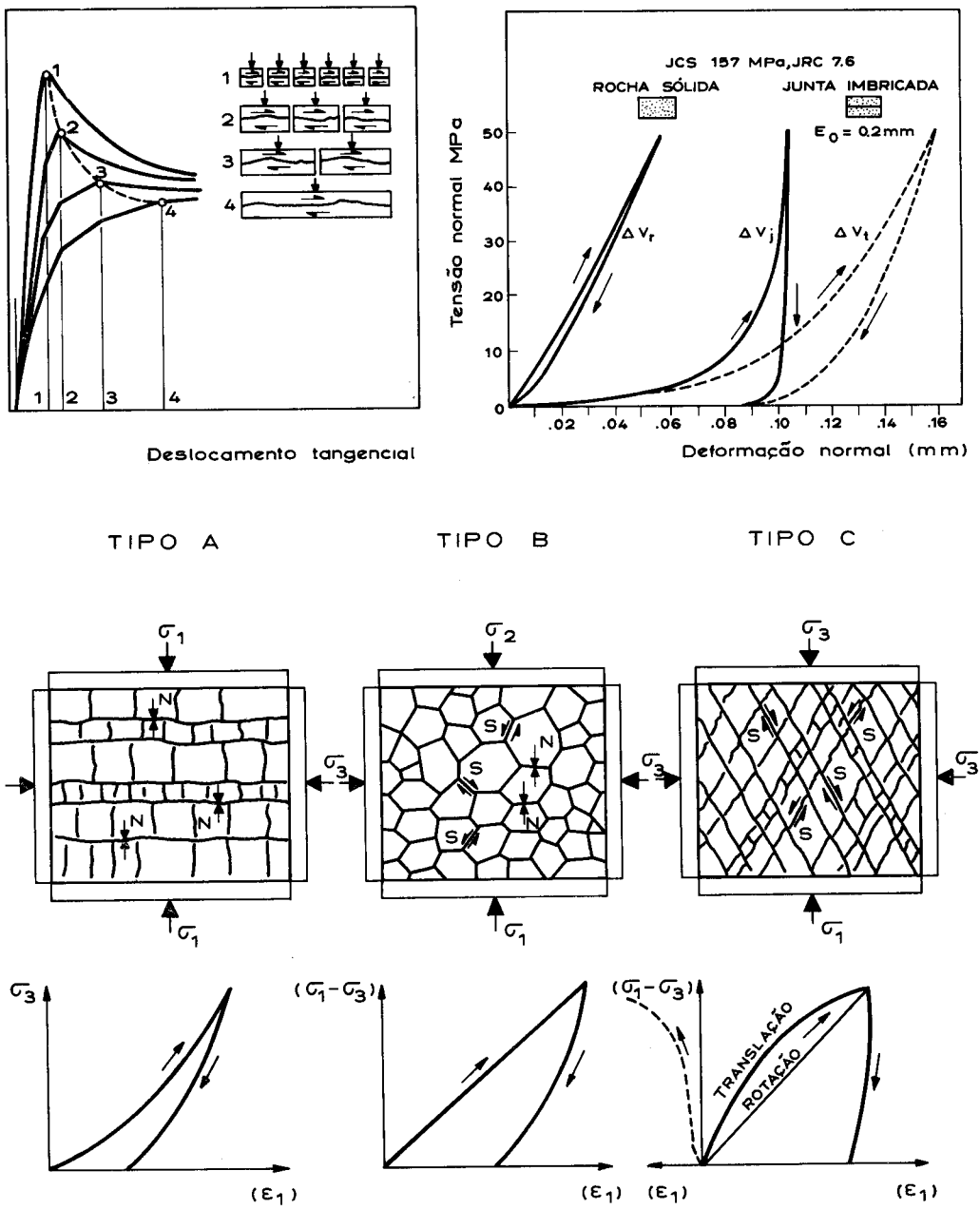


Fig. 11 — Comparação do comportamento tensão-deformação de maciços rochosos com diferentes graus de deformação normal e tangencial. O coeficiente de Poisson do maciço e a histerese aumentam do tipo A para B e C. Os valores correspondentes ao tipo C foram derivados da Fig. 10

5 — RESISTÊNCIA AO DESLIZAMENTO DE DESCONTINUIDADES

A resistência ao deslizamento das juntas ou descontinuidades, consideradas isoladamente, desempenha obviamente um papel importante na resistência ao corte do conjunto do maciço rochoso. Este facto é evidenciado por Cundall *et al.* (1975) através de um modelo formado por um bloco rígido, simulando um talude rochoso geologicamente complexo, que se reproduz na Fig. 12. Num meio mais confinado existente ao redor de um túnel, as características de dilatância das juntas terão pelo menos tanta influência como o ângulo de atrito, em virtude do aumento da tensão normal que acompanhará qualquer tendência para o corte.

(i) Ângulos de atrito deduzidos de parâmetros do sistema Q

O sistema Q de classificação de maciços e determinação do sustimento de túneis foi elaborado, após múltiplas tentativas, com seis parâmetros para descrever as características do maciço (Barton *et al.* 1974). Os valores atribuídos a cada um dos seis parâmetros foram sucessivamente ajustados até se obter a melhor concordância entre o comportamento observado (isto é, a necessidade de reforço da rocha) e as necessidades de reforço previstas.

Os seis parâmetros do sistema Q têm a seguinte forma geral:

1) RQD/J_n: dimensão do bloco equivalente
2) J_r/J_a: resistência ao deslizamento entre blocos
3) J_w/SRF: tensão activa.

"A resistência ao deslizamento entre blocos" (J_r/J_a) assemelha-se ao resultado de retroanálises, pois, como indica o Quadro 3, o arcotangente ($\tan^{-1} J_r/J_a$) fornece valores muito realistas da resistência ao corte efectiva, expressa em "ângulos de atrito". O Quadro 4 contém descrições das características de alterações das juntas e do enchimento argiloso (J_a).

As conclusões referentes ao "ângulo de atrito" são importantes, pois o significado adicional da relação (J_r/J_a) foi descoberto por acaso depois de o sistema Q ter sido elaborado. É de especial interesse o facto de, quer J_r (factor de rugosidade da junta), quer J_a (factor de alteração da junta), serem aplicáveis à "família de juntas ou descontinuidades com maior probabilidade dar início à rotura do túnel". Neste particular $\tan^{-1} (J_r/J_a)$ assemelha-se a um resultado de cálculo de equilíbrio limite "a posteriori".

À luz do que atrás ficou dito sobre a importância dos ângulos de atrito e características de dilatância, é interessante verificar que o Quadro 3 indica ângulos de atrito exageradamente elevados nas juntas rugosas não alteradas que mais se dilatam sob deformações de corte (isto é, $\tan^{-1} J_r/J_a > 70°$) e ângulos de atrito exageradamente baixos para as descontinuidades bastante abertas, preenchidas com argila, que se dilatam menos ou mesmo se contraem sob deformações de corte (ou seja, $\tan^{-1} J_r/J_a < 10°$). As categorias intermédias que só se dilatam ligeiramente e pelo menos não se contraem sob deformações de corte têm valores de $\tan^{-1} (J_r/J_a)$ que se assemelham muito a ângulos de atrito medidos em ensaios de corte com níveis moderados de tensão normal, por exemplo 1 MPa.

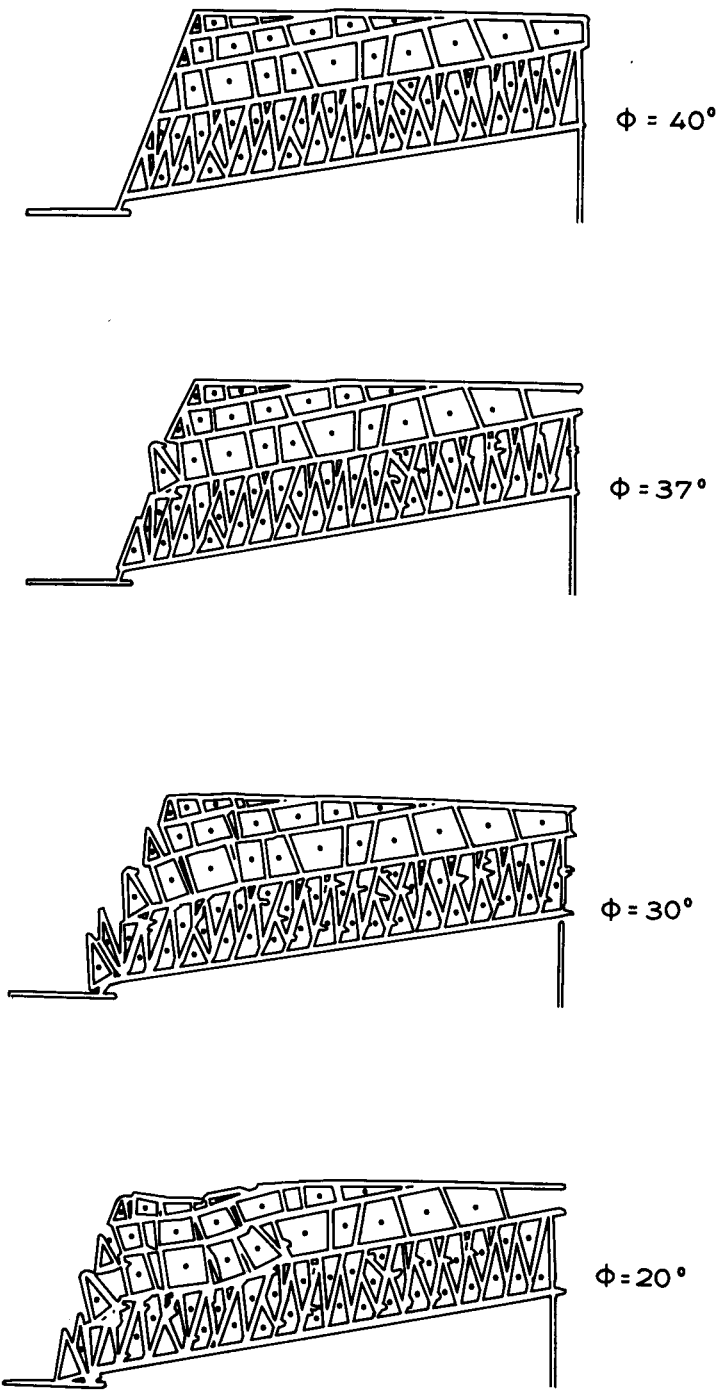


Fig. 12 — Modelo de talude rochoso, formado por bloco rígido, mostrando a influência dos ângulos de atrito da junta sobre o modo de rotura. Cundall *et al.* (1975)

QUADRO 3

Valores da resistência ao corte aparente de maciços rochosos, baseada nos parâmetros J_r e J_a do sistema Q

(*a*) *Contacto entre paredes da descontinuidade*	J_r	$\tan^{-1}(J_r/J_a)°$				
		$J_a=0{,}75$	1,0	2	3	4
A. Juntas descontínuas	4	79°	76°	63°	53°	45°
B. Rugosas, ondulantes	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Pouco rugosas, ondulantes	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Polidas, ondulantes	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rugosas, planas	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Pouco rugosas, planas	1,0	53°	45°	27°	18°	14°
G. Polidas, planas	0,5	34°	27°	14°	9,5°	7,1°

(*b*) *Contacto entre paredes da descontinuidade devido ao deslizamento*	J_r	$\tan^{-1}(J_r/J_a)°$			
		$J_a=4$	6	8	12
A. Juntas descontínuas	4	45°	34°	27°	18°
B. Rugosas, ondulantes	3	37°	27°	21°	14°
C. Pouco rugosas, ondulantes	2	27°	18°	14°	9,5°
D. Polidas, ondulantes	1,5	21°	14°	11°	7,1°
E. Rugosas, planas	1,5	21°	14°	11°	7,1°
F. Pouco rugosas, planas	1,0	14°	9,5°	7,1°	4,7°
G. Polidas, planas	0,5	7°	4,7°	3,6°	2,4°

(*c*) *Falta de contacto entre as paredes da descontinuidade durante o deslizamento*	J_r	$\tan^{-1}(J_r/J_a)°$		
		$J_a=6$	8	12
Rocha desintegrada ou esmagada e argila	1,0	9,5°	7,1°	4,7°
Formações de argila siltosa ou arenosa	1,0	$J_a=5$		
		11°		
Formações espessas e contínuas de argila	1,0	$J_a=10$	13	20
		5,7°	4,4°	2,9°

QUADRO 4

Descrição e valores dos parâmetros J_r e J_a

3. FACTOR DE RUGOSIDADE DA JUNTA

(a) *Contacto entre as paredes da descontinuidade e*
(b) *Contacto entre paredes da descontinuidade antes de deslocamento relativo de* 10 cm (J_r)

A. Juntas descontínuas 4
B. Rugosas ou irregulares, ondulantes 3
C. Pouco rugosas, ondulantes 2
D. Polidas, ondulantes. 1,5
E. Rugosas ou irregulares, planas 1,5
F. Pouco rugosas, planas 1,0
G. Polidas, planas 0,5

Obs. (i) As descrições referem-se a características de pequena escala e de escala intermédia, por essa ordem.

(c) *Falta de contacto entre as paredes da descontinuidade, após deslocamento relativo*

H. Zona com minerais argilosos suficientemente espessa para impedir contacto entre as paredes da descontinuidade 1,0
J. Zona com areia, cascalho ou material fragmentado, suficientemente espessa para impedir contacto entre as paredes da descontinuidade 1,0

Obs. (ii) Acrescentar 1,0 se o espaçamento médio da família de descontinuidade em causa for superior a 3 m.
(iii) $J_r = 0{,}5$ pode utilizar-se para juntas planas e polidas, com lineações, desde que estas estejam orientadas para resistência mínima.

. . . . . .

4. FACTOR DE ALTERAÇÃO DA JUNTA	(J_a)	(ϕ_r) (aprox.)
(a) *Contacto rocha-rocha entre as paredes das fracturas*		
A. Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75	(−)
B. Paredes sem alteração, somente ligeira coloração	1,0	(25-35°)
C. Paredes levemente alteradas, com partículas arenosas e de rochas desintegradas sem argila	2,0	(25-30°)
D. Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas, com pequena quantidade de argila	3,0	(20-25°)
E. Paredes com películas de materiais moles ou com pequeno ângulo de atrito (caolite ou mica). Também clorito, talco, gesso, grafite, etc. e pequenas quantidades de argilas expansivas	4,0	(8-16°)
(b) *Contacto rocha-rocha antes de deslocamento relativo de* 10 cm		
F. Paredes com partículas de areia, rocha desintegrada sem argila	4,00	(25-30°)
G. Fracturas com preenchimento argiloso muito sobreconsolidado (contínuo, espessura <5 mm)	6,00	(16-24°)
H. Fracturas com preenchimento argiloso com média a baixa sobreconsolidação (contínuo, espessura <5 mm)	8,00	(12-16°)
J. Fracturas com preenchimento argiloso expansivo, por exemplo montmorilonite (contínuo, espessura <5 mm). O valor de J_a depende da percentagem de partículas argilo-expansivas, do acesso à água, etc.	8-12	(6-12°)
(c) *Não há contacto rocha-rocha com o deslocamento relativo*		
K, L, M. Zonas ou faixas com rocha desintegrada ou fracturada e argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	6, 8 ou 8-12	(6-24°)
N. Zonas ou faixas siltosas ou areno-argilosas com pequena quantidade de argila	5,0	(−)
O, P, R. Zonas ou faixas espessas e contínuas de argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20	(6-24°)

(ii) Previsão das componentes de atrito e dilatância de juntas entre blocos

Tem-se estudado muito a resistência ao deslizamento de juntas entre blocos. Em resultado das contribuições de muitos autores, particularmente dos trabalhos referidos por Bandis (1980) e por Barton e Bahktar (1983) é possível, actualmente, fazer previsões exactas sobre a resistência de pico ao deslizamento e sobre as características de resistência ao deslizamento--deslocamento e deslocamento-dilatância de juntas, para um amplo leque de dimensões dos blocos. A Fig. 13 dá um exemplo dessa capacidade de previsão.

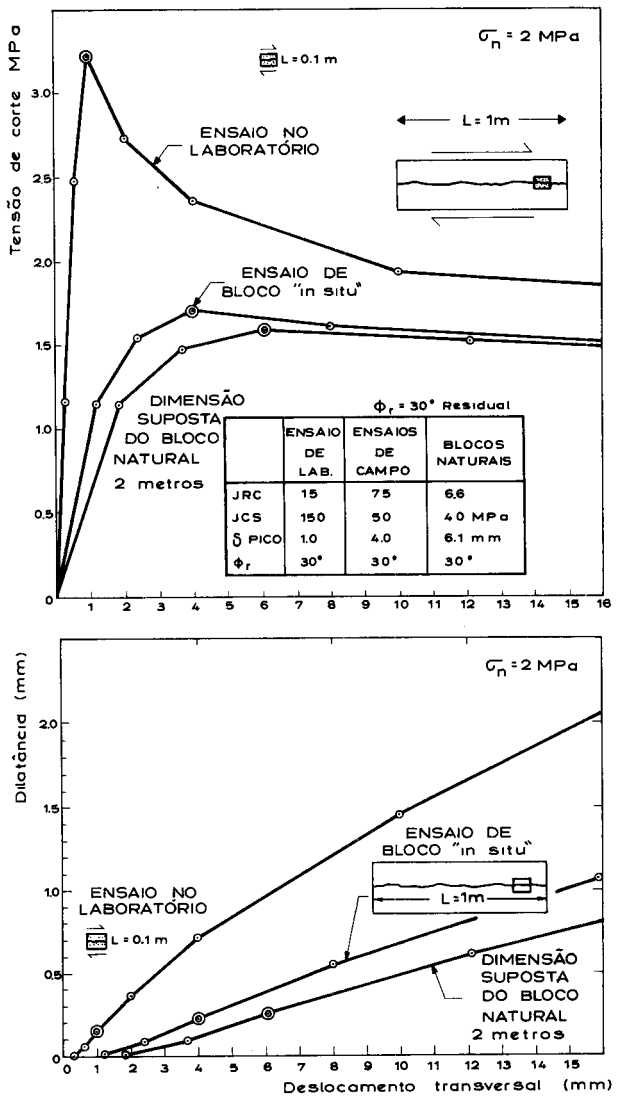


Fig. 13 — Modelação das características de tensão de corte-deslocamento e deslocamento-dilatância em função das dimensões de juntas ensaiadas, sob tensão normal efectiva constante de 2 MPa

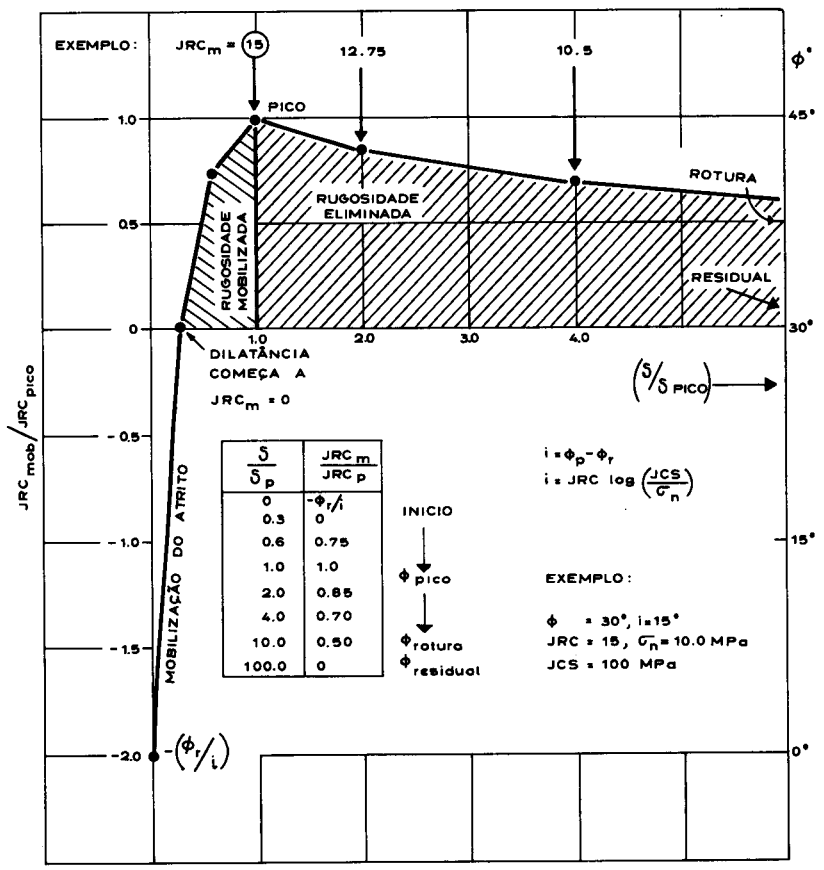
As equações fundamentais que descrevem o ângulo de atrito (ϕ_m) e o ângulo de dilatância (d_m) mobilizados numa dada deformação de corte baseiam-se no conceito de rugosidade mobilizada (JRC_m) que é definida na Fig. 14.

$$\phi_m = JRC_m \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r \tag{2}$$

$$d_m = 1/2\ JRC_m \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \tag{3}$$

sendo

JCS — resistência à compressão das paredes de uma descontinuidade
JRC — coeficiente de rugosidade de uma descontinuidade
ϕ_r — ângulo de atrito residual
σ_n — tensão normal efectiva



$\frac{\delta}{\delta_p}$	$\frac{JRC_m}{JRC_p}$
0	$-\phi_r/i$
0.3	0
0.6	0.75
1.0	1.0
2.0	0.85
4.0	0.70
10.0	0.50
100.0	0

Fig. 14 — O conceito de mobilização da rugosidade com o aumento do deslocamento de corte. Neste exemplo $JRC = 15$ é o valor de pico da rugosidade

A determinação destas duas equações, utilizando os dados de entrada para os parâmetros *JCS*, *JRC* e ϕ_r assim como a tabela simples de números adimensionais da Fig. 14, fornece os valores necessários para traçar as curvas tensão de corte-deslocamento e dilatância-deslocamento à escala de laboratório, apresentadas na Fig. 13. Contudo é necessária uma outra equação. Esta fornece uma estimativa do deslocamento de pico (δ_{pico}) necessário para se obter a resistência ao corte de pico.

$$\delta_{pico} = \frac{L_n}{500}\left(\frac{JRC_n}{L_n}\right)^{0,33} \tag{4}$$

sendo

L_n — comprimento do provete ou comprimento do bloco *in situ* (espaçamento das descontinuidades cruzadas) em metros

JRC_n — coeficiente da rugosidade de uma descontinuidade com o comprimento L_n

Exemplo:

$$L_n = 1{,}0 \text{ m} \qquad JRC_n = 5$$

A equação 4 dá $\delta_{pico} = 0{,}0034$ m (3,4 mm)

A partir das curvas da Fig. 13 será fácil perceber que é necessário considerar as dimensões do bloco nesta equação. O quadro inserido na figura indica os efeitos de escala em *JRC* e *JCS*.

(iii) Efeitos de escala na resistência das irregularidades e rugosidade da superfície

Diversos autores (por exemplo, Barton e Choubey 1977, Bandis 1980) têm investigado os efeitos de escala sobre *JRC* e *JCS*. Baseados em muitos resultados experimentais, Barton e Bandis (1982) obtiveram os coeficientes de redução de escala indicados na Fig. 15. Os subíndices (*o*) e (*n*) referem-se às dimensões dos blocos no laboratório e *in situ* respectivamente.

Tendências semelhantes em termos de efeito de escala constavam na Fig. 6, que mostra os efeitos de escala na avaliação da resistência à compressão simples, segundo valores deduzidos por Hoek e Brown (1980) e os valores verificados na prática em roturas de túneis na África do Sul (Wagner, 1987). A alteração das dimensões de irregularidades "importantes" ao longo de uma descontinuidade, à medida que aumenta o tamanho da amostra ou do bloco, mostra uma tendência semelhante de redução da resistência em conformidade com a escala da resistência à compressão simples. As equações constitutivas dos andamentos apresentados na Fig. 15 são indicadas a seguir, e configuram a forma geral da equação 1.

$$JRC_n = JRC_0\left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,02\,JRC_0} \tag{5}$$

$$JCS = JCS_0\left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,03\,JRC_0} \tag{6}$$

O quadro inserido na Fig. 13 dá exemplos da grandeza destes efeitos de escala.

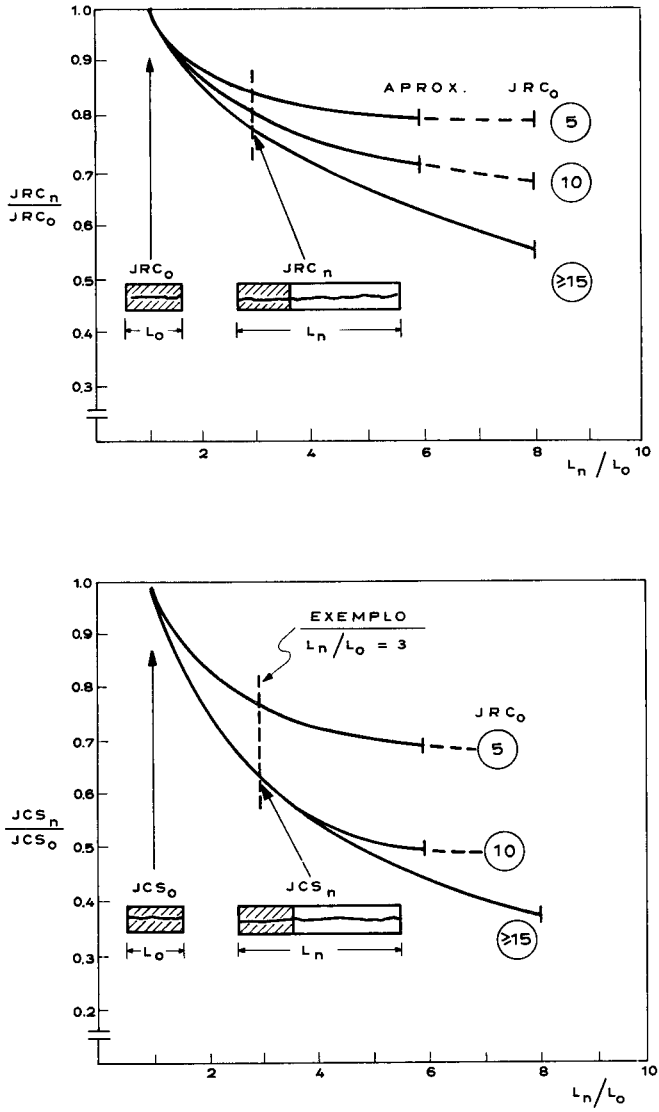


Fig. 15 — Métodos de correcção dos valores de JRC_0 e JCS_0 da escala de laboratório até à escala natural (JRC_n, JCS_n), aplicáveis à avaliação de comprimento de blocos *in situ* L_n

(*iv*) *Relação entre as descrições de rugosidade obtidas através de* J_r *e JRC*

Há óbvias relações entre as descrições das rugosidades através do pârametro J_r no sistema Q (ver Quadro 4) e através do parâmetro JRC, mais complexo, que se acabou de tratar. A Fig. 16 foi elaborada para uso de potenciais utilizadores dessas descrições de maciços rochosos. A SIMR (1978) sugeriu métodos para descrição visual da rugosidade de descontinui-

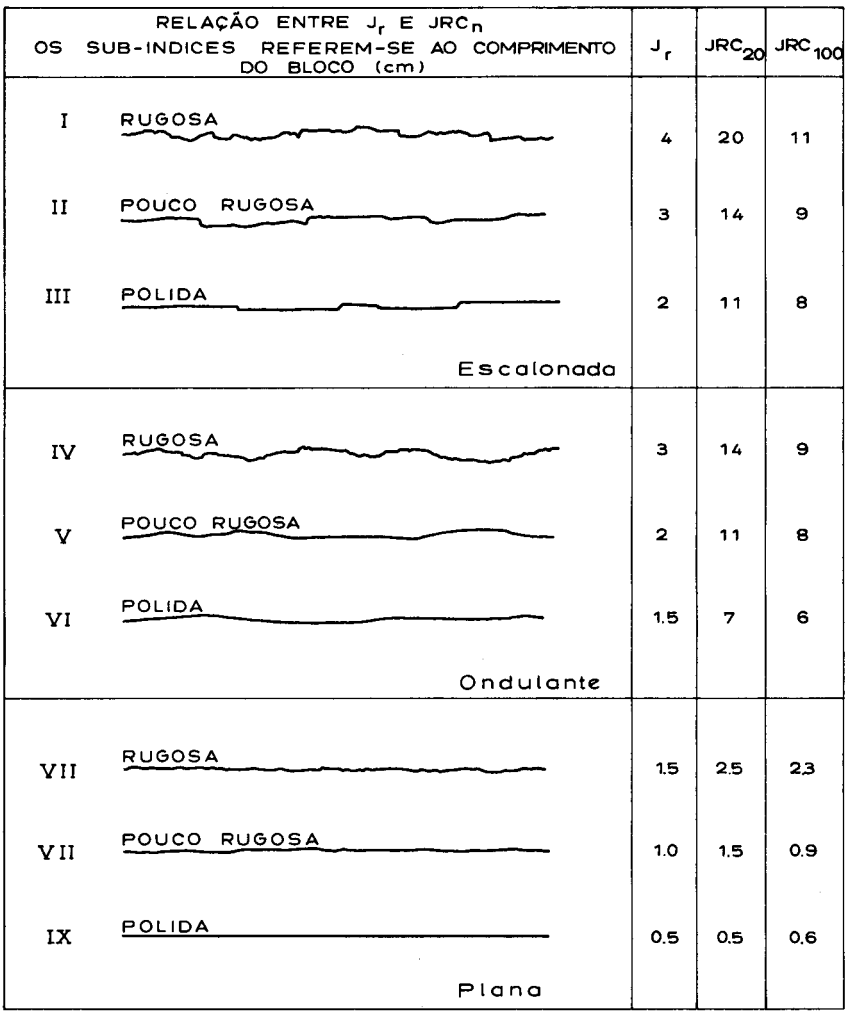


Fig. 16 — Métodos propostos para descrição quantitativa de diferentes categorias de descontinuidades, utilizando os conceitos de J_r e JRC_n. Os índices indicam o comprimento dos blocos. Os perfis têm o comprimento mínimo de 100 cm

dades. Combinaram-se perfis de rugosidades com perfis apresentados por Barton *et al.* (1980) e com a equação constitutiva 5, para produzir alguns exemplos de descrição quantitativa de rugosidade de descontinuidades, através desses parâmetros.

Supõe-se que os perfis de rugosidade traçados na Fig. 16 têm pelo menos 1 m de comprimento. A coluna dos valores de J_r seria utilizado no sistema Q, enquanto que os valores de JRC_n com 20 cm e 100 cm de comprimento do bloco poderiam ser utilizados para produzir curvas apropriadas de tensão de corte-deslocamento e dilatância-deslocamento, como mostra a Fig. 13.

6 — PREVISÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE DE MACIÇOS ROCHOSOS PARA ESTUDOS DE ESTABILIDADE DE TÚNEIS

(i) *Critério de Hoek e Brown*

Hoek e Brown (1980) elaboraram um excelente tratado sobre os problemas de dimensionamento que surgem na engenharia das escavações subterrâneas. Simbolizaram os problemas em questão através de uma útil figura que aqui se reproduz (Fig. 17). A sua ilustração da mudança detectada num maciço rochoso à medida que aumenta a escala de amostragem também pode ser utilizada para representar o extenso leque de qualidades de maciço que se podem encontrar. Poderia sugerir-se, por exemplo, que os cinco subdiagramas da Fig. 17 representariam valores de Q da ordem dos 500, 100, 50, 10 e 1, se as cinco "amostras" fossem aproximadamente das mesmas dimensões que a escavação subterrânea.

Hoek e Brown (1980) apontaram várias exigências a que deve satisfazer um critério de rotura da rocha para ser utilizado por projectistas de escavações subterrâneas.

a) Deve descrever adequadamente a resposta de uma amostra de rocha intacta a toda a gama de condições de tensão prováveis no meio subterrâneo. Estas condições vão desde a tensão de tracção uniaxial até à tensão de compressão triaxial.

b) Deve ser capaz de prever a influência de um ou mais conjuntos de descontinuidades sobre o comportamento de um tarolo de rocha. Este comportamento pode ser fortemente anisotrópico, isto é, dependerá da inclinação das descontinuidades em relação à direcção da tensão aplicada.

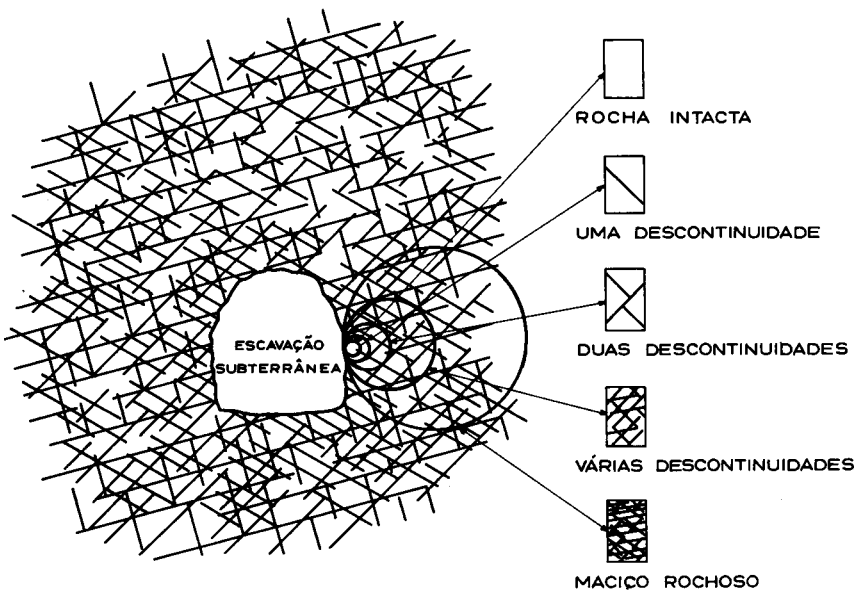


Fig. 17 — Transição de rocha intacta para maciço rochoso fortemente diaclasado com aumento da dimensão do provete (Hoeck e Brown, 1980)

c) Deverá fornecer uma certa forma de projecção mesmo que aproximada, sobre o comportamento de um maciço rochoso em escala natural, contendo várias famílias de descontinuidades.

A via que finalmente escolheram foi a elaboração de um novo critério para descrever a resistência da rocha intacta e modificá-lo expressamente para levar em conta a natureza descontínua dos maciços rochosos. Apresenta-se seguidamente a sua equação fundamental

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\,\sigma_3 + s\sigma_c^2} \tag{7}$$

sendo

σ_1 — tensão principal máxima na rotura
σ_3 — tensão principal mínima
σ_c — resistência à compressão simples da rocha intacta
m, s — constantes

A constante (s) é igual a 1,0 nas rochas intactas e reduz-se a 0 à medida que aumenta a fracturação do provete (ou grau de diaclasamento preexistente). A constante (m) descreve a curvatura da envolvente da resistência e traduz o grau de imbricamento das partículas. Como Hoek e Brown abertamente reconhecem, a escolha de (m) e (s) é extremamente difícil no caso de maciços rochosos. Utilizam os métodos de classificação *RMR* e sistema *Q* para orientar essa escolha.

Essencialmente Hoek e Brown (1980) usam um critério apropriado para a resistência intacta de pedaços de rocha e tentam modificá-lo para tomar em consideração o diaclasamento. Esta via contrasta com a abordagem que será adoptada neste trabalho, a qual se baseia em equações empíricas estabelecidas para a resistência ao corte em rochas fracturadas e esmagadas.

(*ii*) *Critério de resistência baseado num meio descontínuo para aplicação a juntas e rocha fracturada*

Barton e Kjaernsli (1981) mostraram que os ângulos de atrito máximos (ϕ) de descontinuidades e rocha fracturada (isto é, enrocamento) podem ser descritos essencialmente através das mesmas equações:

1. descontinuidades $$\phi_j = JRC \log (JCS/\sigma_n) + \phi_r \tag{8}$$

2. rocha fracturada $$\phi_c = R \log (S/\sigma_n) + \phi_b \tag{9}$$

em que

JRC, JCS e ϕ_r são tal como já se definiu

e

R — rugosidade equivalente das partículas
S — resistência equivalente das partículas.

A Fig. 18 mostra o modo como a escolha dos parâmetros *JRC*, *JCS*, *R*, *S*, ϕ_r e ϕ_b depende da situação física, isto é, de a rocha estar esmagada, fracturada, ou numa interface entre as duas situações. Podem utilizar-se ensaios de deslizamento e ensaios com o martelo de Schmidt, para obter os dados de entrada necessários, com as correcções adequadas à dimensão dos blocos (Fig. 15) e dimensão das partículas (Barton e Kjaernsli, 1981), respectivamente. Na Fig. 19 dão-se exemplos de ângulos de atrito em função da tensão, obtidos em ensaios de enrocamento. As envolventes geradas teoricamente (Fig. 20) têm andamentos semelhantes.

A Fig. 21 dá uma imagem mais usual da gama potencial de envolventes da resistência ao corte, em roturas de túneis situados em maciços rochosos com descontinuidades espaçadas e em zonas intensamente fracturadas. Admite-se que a rotura por translação seja mais provável em maciços rochosos com diaclases espaçadas e a rotura por rotação nas zonas altamente fracturadas. A rotura por rotação também pode ocorrer com descontinuidades espaçadas se as escavações forem muito amplas em comparação com a dimensão dos blocos.

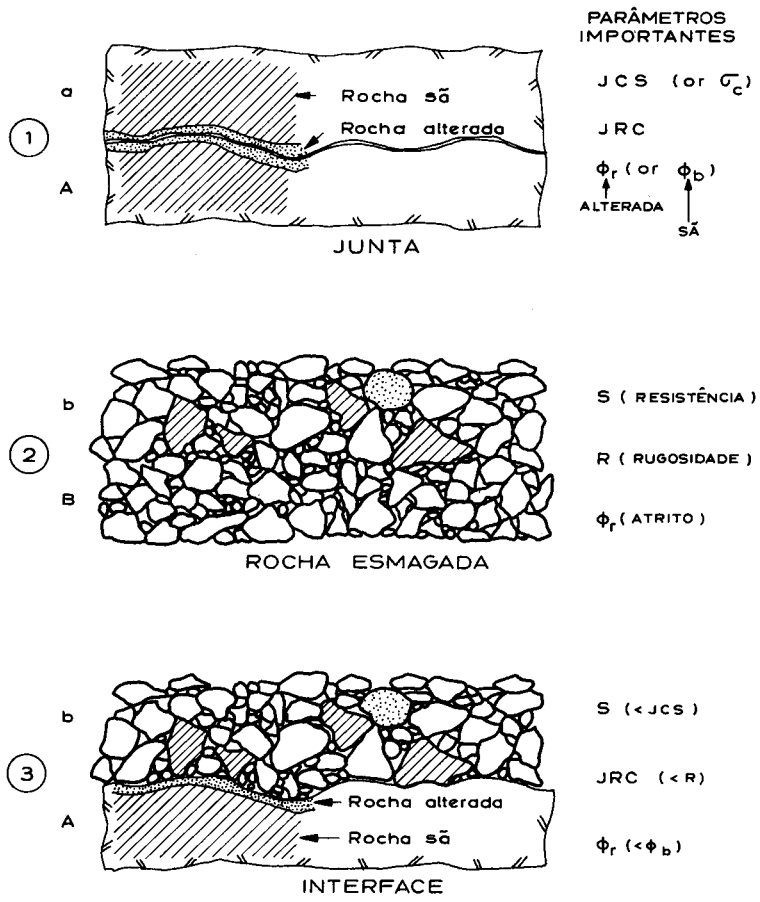


Fig. 18 — Método de selecção de parâmetros de entrada para as equações 8 e 9 (Barton e Kjaernsli, 1981)

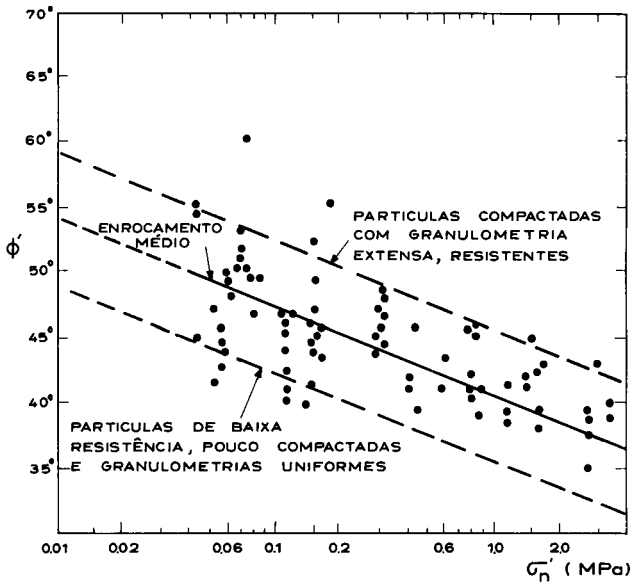


Fig. 19 — Ângulos de atrito em enrocamento, com drenagem máxima (Leps, 1979). Rochas naturais, esmagadas podem corresponder à metade superior dos dados, isto é, desde compactação média até valores elevados de compactação com ajustes para atender a reduções de resistência devidas a alteração hidrotermal ou meteorização

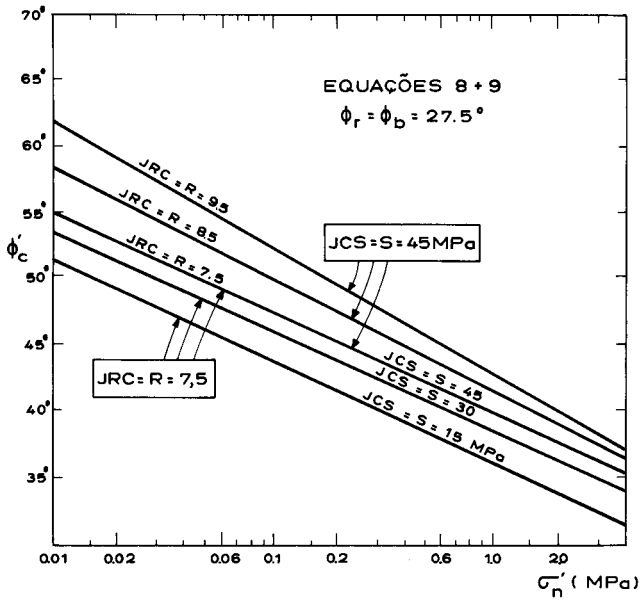
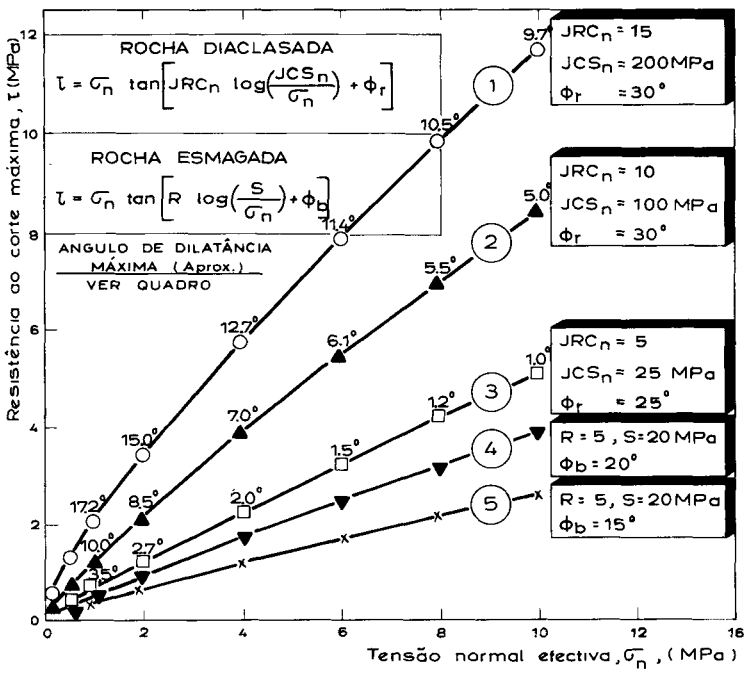


Fig. 20 — Ilustração da não-linearidade das equações 8 e 9 descrevendo a resistência ao corte de juntas e rocha esmagada (S, R e ϕ_b referem-se a rocha esmagada, JCS, JRC e ϕ_r referem-se a juntas entre blocos). Compare-se com os dados de ensaio da Fig. 19

Os ângulos de dilatância máxima (d_n) indicados nas envolventes a níveis de tensão específicos e figurando no quadro (parte inferior da Fig. 21) baseiam-se na equação aproximada:

$$d_n^0 = 1/2\ JRC_n \log\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right) \tag{10}$$



Estimação de ângulos de dilatância máxima ($d_n°$)

CURVA nº	TENSÃO NORMAL EFECTIVA (MPa)							
	0.1	0.5	1.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0
1	24.7	19.5	17.2	15.0	12.7	11.4	10.5	9.7
2	15.0	11.5	10.0	8.5	7.0	6.1	5.5	5.0
3	6.0	4.2	3.5	2.7	2.0	1.5	1.2	1.0
4	5.7	4.0	3.3	2.5	1.7	1.3	1.0	0.7
5	5.0	3.2	2.5	1.7	1.0	0.6	0.2	0

Os valores referentes a rocha esmagada (4 + 5) são muito incertos

Fig. 21 — Previsão da resistência ao corte e de ângulos de dilatância para a resistência máxima em cinco exemplos de rocha diaclasada e esmagada

Note-se que a dilatância se anula à medida que o valor de (JCS_n/σ_n) se aproxima de 1,0. Os cinco exemplos de envolventes da resistência ao corte dados na Fig. 21 revelam a versatilidade das equações 8 e 9. Os três parâmetros de entrada necessários para avaliar cada equação têm significado físico e todos podem ser medidos, em princípio e usualmente na prática, por meio de ensaios com o martelo de Schmidt (JCS e S) e por ensaios de deslizamento (JC, R e ϕ_b) como indicam as Figs. 22 e 23. Em comparação, os parâmetros necessários para extrapolar o critério de Hoek e Brown (m e s na equação 7), para aplicação aos maciços rochosos, são extremamente incertos e são obtidos de sistemas de classificação de maciços rochosos mal correlacionados (Q e RMR).

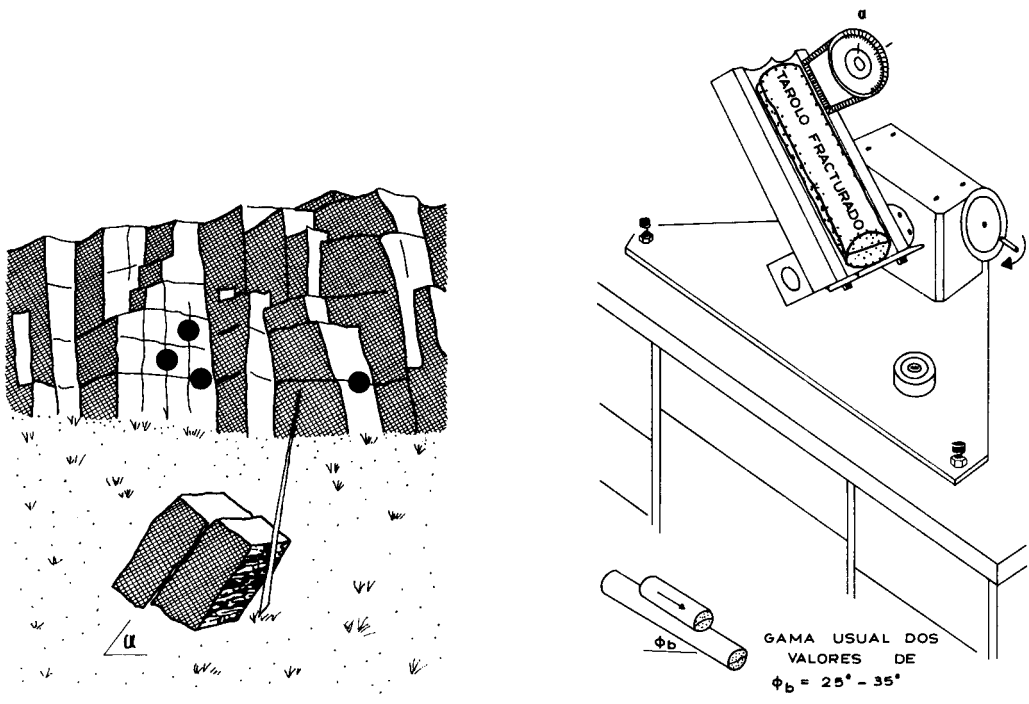


Fig. 22 — Ensaios de deslizamento para obter a rugosidade da junta (JRC) e parâmetros de atrito básicos (ϕ_b e ϕ_r) em rocha diaclasada

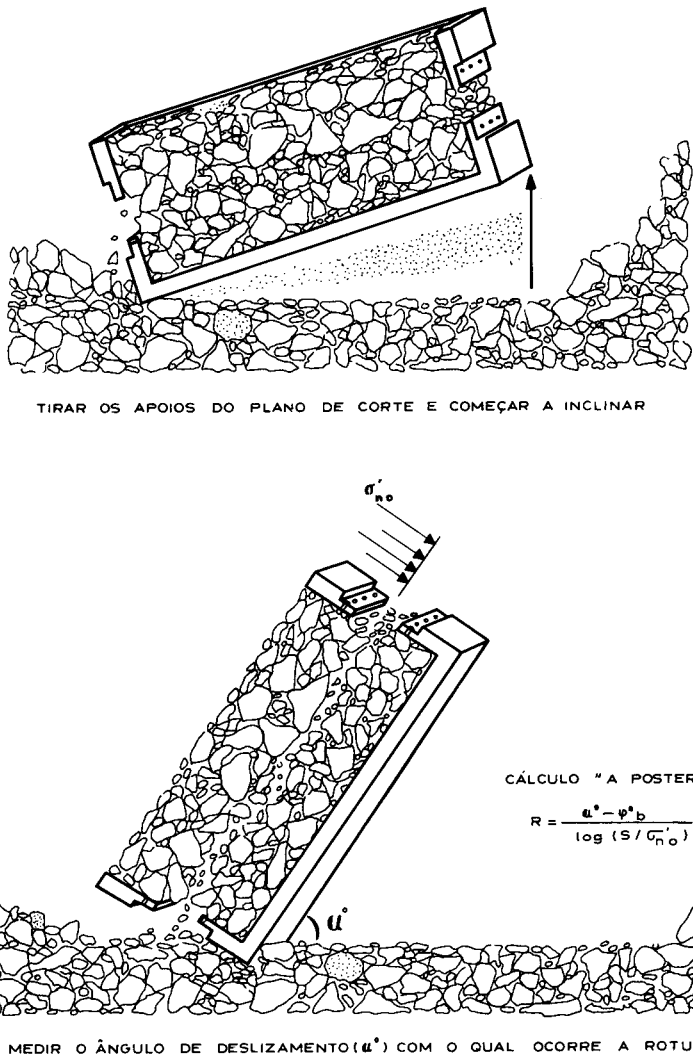


Fig. 23 — Método para estimação da rugosidade equivalente da partícula ou imbricamento (R) em rocha esmagada, baseado no método de ensaio de enrocamento sugerido por Barton e Kjaernsli (1981)

O Quadro 5 sintetiza algumas das características admitidas para os cinco maciços rochosos representados na Fig. 21. Também se indicam os ângulos de atrito máximo previstos com valores de tensão baixos, médios e altos, para facilitar a comparação com o parâmetro de resistência ao deslizamento entre blocos, $\tan^{-1}(J_r/J_a)$, indicado no Quadro 3.

Deve observar-se no Quadro 5 que os ângulos de atrito máximo obtidos das equações 8 e 9 diferem exactamente os mesmos graus de JRC e R (isto é, 15°, 10° ou 5°) conforme muda a ordem de grandeza da tensão normal efectiva. Este resultado é fundamental em juntas e enrocamentos e presumivelmente também se aplicará a rocha fracturada em zonas de rotura e de falhas, como se supõe aqui.

QUADRO 5

Descrições físicas e gama de ângulos de atrito para os cinco maciços rochosos representados na Fig. 21

N.º	*Descrição física de maciço*	ϕ' *com* σ_n = 0,1, 1 *e* 10 MPa		
1	Rochas duras, em blocos, não-alteradas, juntas rugosas, fortemente dilatantes	79,5°	64,5°	49,5°
2	Rochas maciças, diaclasadas, não-alteradas, juntas rugosas, moderadamente dilatantes, grande espaçamento entre as juntas	60,5°	60,0°	40,0°
3	Rochas fracas ou alteradas, em blocos, juntas ondulantes, pouco rugosas, reduzida dilatância	37,0°	32,0°	27,0°
4	Zona fraca, esmagada, em parte preenchida com argila, associada a descontinuidades, ligeira dilatação	31,5°	26,5°	21,5°
5	Rocha muito fraca, alterada, esmagada, com argila, associada a zona de falha, não-dilatante	26,5°	20,0°	15,0°

Quando os níveis de tensão forem muito elevados, por exemplo tensões normais efectivas superiores a metade do valor de *JCS*, as rugosidades começam a beneficiar do confinamento e a sua resistência efectiva aumenta para $\sigma_1 - \sigma_3$, resistência à compressão confinada. Barton (1976) demonstrou que a resistência de pico ao deslizamento se traduz então melhor por

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \tag{11}$$

Os dados triaxiais necessários para derivar estes valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ também dependerão da escala, mas desconhece-se actualmente se as correcções de escala para *JCS* dadas na Fig. 15 também servem para $(\sigma_1 - \sigma_3)$ com tensão elevada. As correcções relativas à escala deverão ser efectuadas de modo prudente.

(*iii*) *Transformação da tensão com dilatância*

Quando se analisa a estabilidade de maciços rochosos é frequentemente necessário transformar as componentes principais de um estado de tensão biaxial, σ_1 e σ_2, nas componentes de tensão de corte e tensão normal, τ e σ_n. Supõe-se que estas componentes actuam em planos de descontinuidade específicos, inclinados segundo um ângulo β relativamente à tensão principal máxima. As equações de transformação clássicas, seguidamente indicadas, baseiam-se nas hipóteses de o meio ser isotrópico, os planos de descontinuidade serem imaginários e não escorregarem. Pelo menos duas dessas hipóteses não se verificam normalmente. Segundo a teoria convencional

$$\sigma_n = 1/2\ (\sigma_1 + \sigma_2) - 1/2\ (\sigma_1 - \sigma_2) \cos (2\beta) \tag{12}$$

$$\tau = 1/2\ (\sigma_1 - \sigma_2) \sin (2\beta) \tag{13}$$

Além de não se conformarem com as hipóteses, um outro factor muito importante não é considerado nas equações 12 e 13. À medida que o corte se inicia ao longo de uma descontinuidade, a rugosidade (se existe) é gradualmente mobilizada e resulta em dilatância. Por definição, esta dilatância tem de se produzir fora do plano da descontinuidade, daí resultando tensões e deformações não-coaxiais.

Pareceria simples corrigir as equações 12 e 13 para levar em conta esta componente de dilatância. Contudo, como indicam as equações 3, 4, 5 e 6, o ângulo de dilatância (d_m) mobilizado em qualquer instante é variável em função da tensão e do deslocamento. Também varia com a dimensão dos blocos devido aos efeitos de escala sobre *JRC* e *JCS*.

Ensaios biaxiais de corte em grande escala realizados por Barton e Bakhtar (1984) indicaram que as versões das equações 12 e 13 que mais se adequavam aos dados experimentais eram as seguintes:

$$\sigma_n = 1/2\ (\sigma_1 + \sigma_2) - 1/2\ (\sigma_1 - \sigma_2)\ \cos\ [2\ (\beta + d_m)] \tag{14}$$

$$\tau = 1/2\ (\sigma_1 - \sigma_2)\ \sin\ [2\ (\beta + d_m)] \tag{15}$$

A habitual ausência de inclusão da dilatância nas transformações de tensão tem consequências importantes em mecânica das rochas. É duvidoso que os cálculos de estabilidade actualmente realizados em condições de deformação plana considerem suficientemente as variações potenciais de resistência e tensão causadas pelo escorregamento de juntas que não sejam planas. Cálculos numéricos com elementos de juntas ou programas de elementos discretos podem também simular um comportamento conservativo no que diz respeito a este aspecto.

É interessante notar nas equações 14 e 15 que a inclusão de uma componente (d_m) aumentará sempre a tensão normal estimada. Contudo a tensão de corte estimada poderá crescer (com $\beta + d_m < 45°$) ou decrescer (com $\beta + d_m > 45°$). Quando o plano da descontinuidade faz um ângulo de 45° com a tensão principal, a inclusão da componente d_m causará portanto um aumento da componente de tensão normal e uma diminuição da componente de tensão de corte. Qualquer destes factores dificultará a deformação tangencial das juntas rugosas, isto é, contribuirá para o aumento da estabilidade.

A necessidade de considerar a dilatância, quer na estimação da resistência ao corte, quer na estimação da tensão de corte e da tensão normal, evidencia a extrema influência deste parâmetro. A dificuldade de contrariar a dilatância em meios subterrâneos confinados tenderá a limitar o corte a muito poucas juntas, em vez da ocorrência de um corte geral que se verifica na rotura de maciços com descontinuidades planas e não-dilatantes ou com preenchimento argiloso.

Para que um bloco se desloque do perímetro de um túnel será necessário mobilizar o corte em pelo menos dois planos de descontinuidade simultaneamente. Teoricamente isso resultaria numa dilatância máxima de ϕ (pico) $-\phi_r$ graus, isto é, o dobro do valor dado pela equação 10. Este resultado simples põe em evidência o benefício para a estabilidade que advém de todas as características da junta que aumentem a diferença entre ϕ (pico) e ϕ_r, isto é, rugosidade, ausência de preenchimento argiloso, etc. Também se pode observar que um modo de rotura com basculamento reversível (isto é, escorregamento num plano e simultaneamente rotação em torno de outro) originará o menor ângulo de dilatação e, portanto, o menor aumento de tensão normal.

7 — MODELAÇÃO DISCRETA DO COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO

A precedente análise das características de resistência ao corte e dilatância de rocha diaclasada ou esmagada pode, em princípio, ser utilizada em cálculos de meio contínuo, em simulação contínua de meios diaclasados e em análises por elementos distintos (descontínuos). Serão necessárias simplificações, evidentemente, se o programa de cálculo automático disponível apenas puder tratar de juntas com comportamento linear. Nesses casos, terão de ser obtidos os valores singulares da coesão (c), atrito (ϕ) e, eventualmente, da rigidez ao corte (K_s) e dilatância (d_n) para os níveis de tensão apropriados. Este facto, em si mesmo, pode ser um progresso relativamente ao que se praticava anteriormente, já que os efeitos de escala terão assim sido incorporados. Modelos de meio contínuo que utilizam formulações elasto-plásticas poderão ser de alguma utilidade em relação a problemas de estabilidade; contudo, como já se disse, podem sobrestimar acentuadamente as dimensões da zona "plástica" se na realidade existir dilatância e esta não for considerada no modelo.

Para compreender como é que os maciços rochosos reagem à escavação, no caso de maciços rochosos resistentes e de abertura por tracção das descontinuidades, é fundamental uma correcta modelação da dilatância associada às tensões de corte. Podem utilizar-se duas abordagens próprias para meios descontínuos: modelos físicos e modelos de elementos discretos. Seguidamente dar-se-ão alguns exemplos das potencialidades e limitações destes modelos.

(i) Modelos físicos de rochas com compartimentação regular

A Fig. 24 mostra bem o potencial de visualização permitido pelos modelos físicos. O modelo, constituído por camadas, foi construído e ensaiado por Bandis (1987) para estudos de modelos físicos de escavações subterrâneas que decorrem no NGI. A escavação não-revestida inicial era maior do que a indicada. A relação tensão/resistência, muito elevada, que se aplicou, provocou cedência plástica, encurvadura e dilatação do meio estratificado e resultou no carregamento de um revestimento instrumentado. A zona elíptica de material em rotura tem o eixo maior igual a várias vezes o diâmetro inicial da escavação.

As dificuldades da modelação física aumentam consideravelmente à medida que se passa dos modelos homogéneos para os meios estratificados e finalmente para modelos de maciços rochosos com compartimentação em blocos. Com essas dificuldades também surgem limitações. Os resultados dos modelos físicos apresentados na Fig. 25 indicam deslocamentos muito grandes. Na maioria dos casos reais em que a compartimentação seja tão desfavorável, seria necessário suster a rocha fortemente com ancoragens antes de prosseguir a escavação para o nível inferior. Não ocorre rotura por causa do grau de rugosidade das descontinuidades do modelo (fracturas de tracção entrecruzadas), as quais em escala natural têm valores de JRC_n da ordem de 20 a 25, valores que não é razoável esperar na quase totalidade dos maciços rochosos. Contudo, pode aprender-se muito com esses modelos.

Houve grande cuidado em obter dados de entrada conformes à realidade para representar os meios diaclasados dos modelos físicos em análises de meio contínuo pelo método dos elementos finitos (Barton e Hansteen, 1979). Efectuaram-se ensaios de corte das descontinuidades, em blocos de tamanho natural, e ensaios de fechamento normal de juntas, simples ou múltiplas, também em blocos de tamanho natural, com o objectivo de obter valores representativos para utilização nos modelos de elementos finitos.

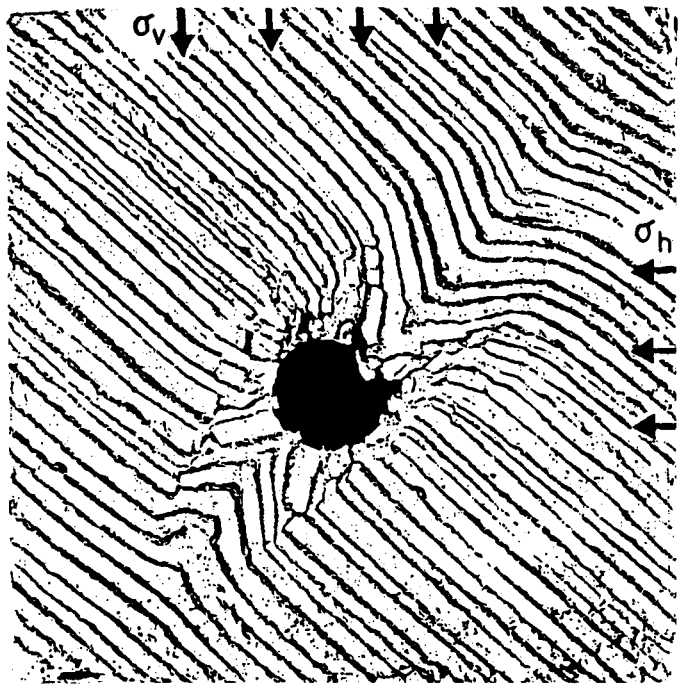


Fig. 24 — Visualização do modo de rotura usando modelos físicos (Bandis, 1987)

A Fig. 26 mostra os resultados dessa modelação. A escavação à esquerda tinha o mesmo vão do protótipo e a mesma tensão isotrópica que o modelo físico. Contudo este último foi escavado mais fundo nas duas fases representadas na Fig. 25. Pode ver-se que mesmo nas partes "elásticas" do modelo físico os deslocamentos excediam em aproximadamente uma ordem de grandeza os obtidos no modelo de elementos finitos.

Uma das razões desta discrepância é, sem dúvida, a histerese na descarga já representada na Fig. 11. Contudo, as maiores diferenças ocorrem nos deslocamentos não-lineares de paredes a pouca profundidade. Os maiores deslocamentos que se vêem na parede da direita são devidos à prevalência da abertura das descontinuidades sobre os deslocamentos tangenciais. Isto é devido ao facto de a resistência ao corte da família de descontinuidades secundárias (2, ver figura) ser maior que a resistência das descontinuidades primárias cuja origem foi anterior e eram contínuas. Neste modelo específico as descontinuidades primárias podiam abrir por tracção mais facilmente do que as secundárias podiam deslizar por corte.

Existem soluções para estas discrepâncias entre as previsões baseadas em modelos elásticos e a realidade não-elástica as quais, contudo, apenas se podem aplicar a posteriori. Assim um programa de instrumentação teria permitido aos projectistas de uma dada caverna "calibrar" os módulos de elasticidade durante a escavação e obter um pseudo-ajuste do comportamento observado posteriormente. A não-linearidade (excessivas deformações da parede) poderia ter sido parcialmente evitada na prática, com sustimento sistemático, se se tivesse tido conhecimento prévio do problema.

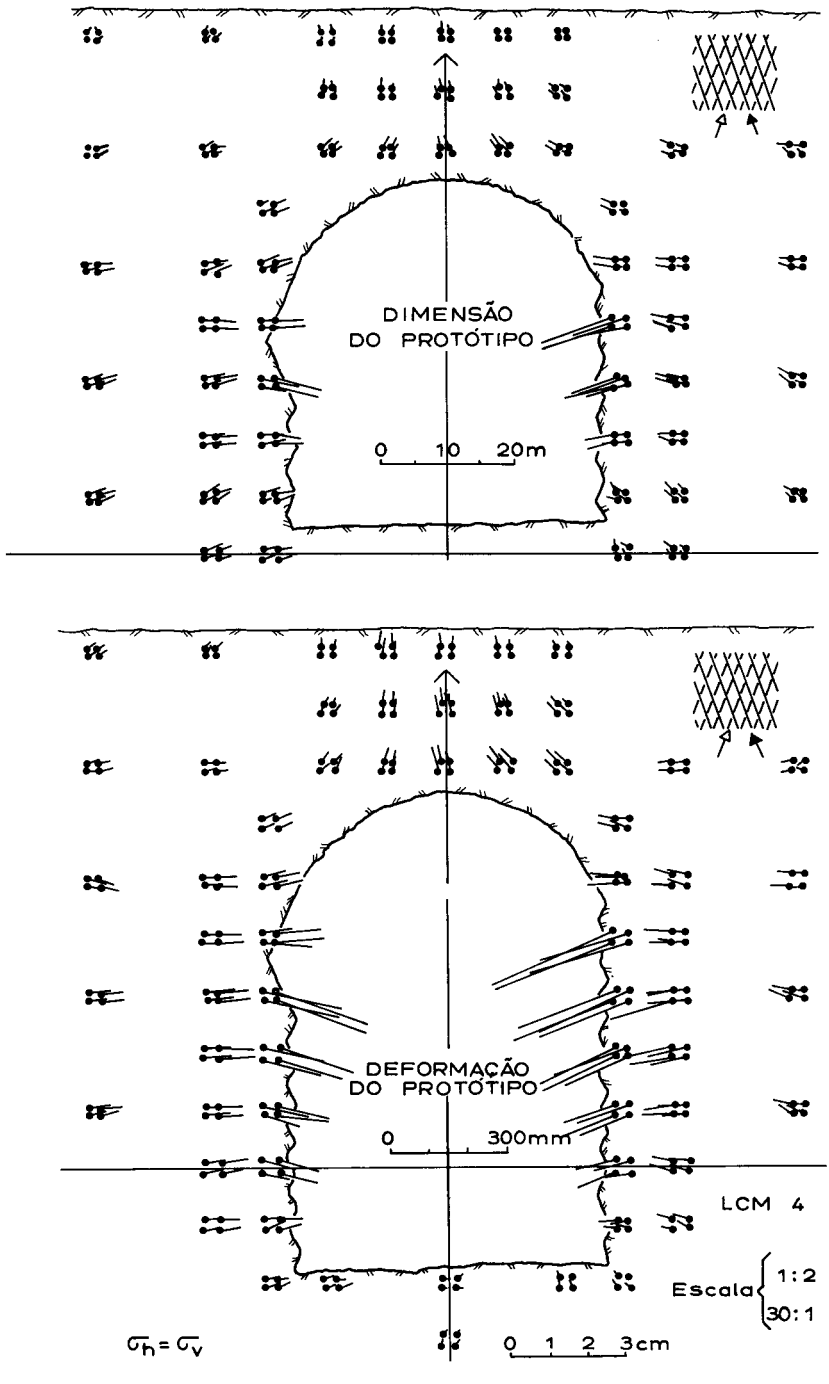


Fig. 25 — Deformação numa caverna muito grande, próxima da superfície, com um modelo físico de 20000 blocos. Note-se que o comportamento não-linear se acentua à medida que aumenta a altura da parede

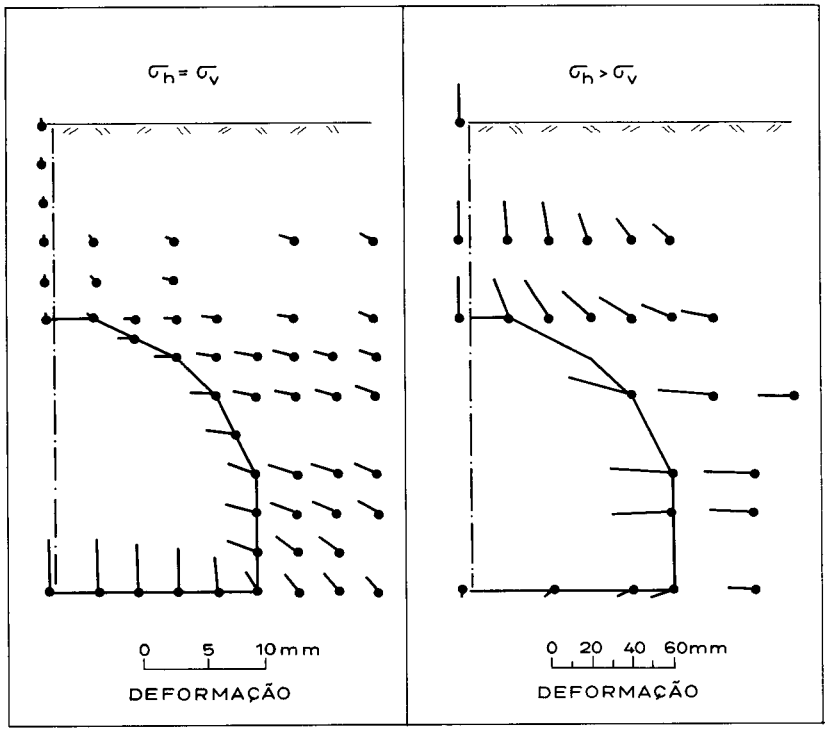


Fig. 26 — Comportamento previsto pelo método dos elementos finitos para a caverna próxima da superfície representada (em fases de escavação posteriores) na Fig. 25

As principais razões para a discrepância entre o comportamento observado e o previsto, no caso já citado, devem residir na histerese e nas variações volumétricas que ocorreram quando as tensões se dissiparam radialmente e aumentaram tangencialmente devido à escavação.

A Fig. 27 dá um último exemplo da histerese em modelos físicos. Escavaram-se as cavernas pela ordem 1 a 4 como se indica. Sempre que era escavada uma nova caverna, os vectores de deslocamento do pilar recém-criado ficavam a apontar em direcção à caverna anterior. Parecia quase que a deformação do pilar ficava "congelada", presumivelmente em virtude da muito elevada rigidez da descarga (isto é, histerese) que vimos anteriormente neste tipo de estrutura de junta (Fig. 11).

(ii) Modelos de elementos distintos utilizando o UDEC de Cundall

As desvantagens da excessiva rugosidade das descontinuidades em modelos de rotura por tracção (e de uma rugosidade irrealista nula no caso de modelos de blocos) puderam ser superadas desde o aparecimento dos modelos de elementos distintos. O Código Universal de Elementos Distintos (UDEC) de Cundall (1980) e a sua versão em microcomputador (μDEC) abriram as portas a uma nova era nas capacidade de projectar em mecânica das rochas.

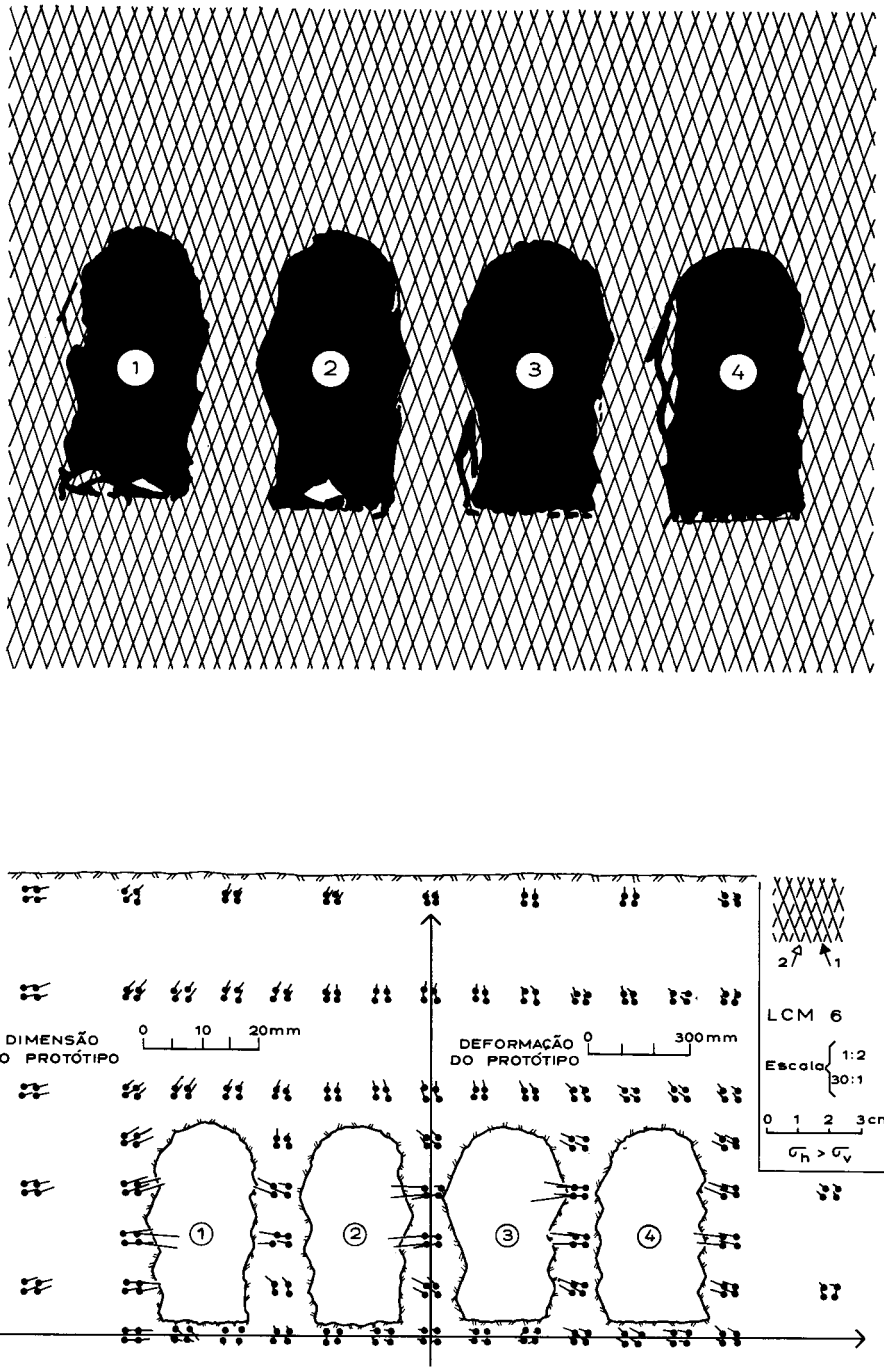


Fig. 27 — A figura superior representa roturas do pilar do modelo sob acções sísmicas à escala em cavernas sem sustimento. Os diagramas inferiores representam vectores de deformação medidos na sequência da escavação das quatro cavernas, antes da aplicação das acções dinâmicas

No NGI essas capacidades estão a ser plenamente utilizadas, tendo-nos concentrado especialmente numa modelação constitutiva realista das descontinuidades nestes programas de cálculo automático. As potencialidades da nossa versão do programa (μDEC-BB) foram descritas por Barton *et al.* (1978).

Em resumo, o modelo constitutivo das descontinuidades BB (Barton-Bandis) toma em consideração não-linearidades, efeitos de escala, efeitos da história das cargas, inversão de tensões e interacção deformação-condutividade que se verificam nos maciços rochosos reais. O modelo incorpora as características não-lineares evidenciadas nas Figs. 11 e 13. Barton e Bakhtar (1983) apresentam descrições completas.

Uma característica especial do modelo constitutivo BB é a sua aptidão para calcular as aberturas condutoras teóricas (e) das descontinuidades. Estas aberturas (caracteristicamente da ordem dos 10 a 100 μm) distinguem-se das aberturas físicas E (caracteristicamente de 50 a 250 μm) por meio de uma relação empírica. As aberturas físicas são função da tensão normal, corte e dilatância e estão basicamente relacionadas com os valores de JCS e JRC da descontinuidade em questão. A condutividade das descontinuidades é traduzida pela relação clássica

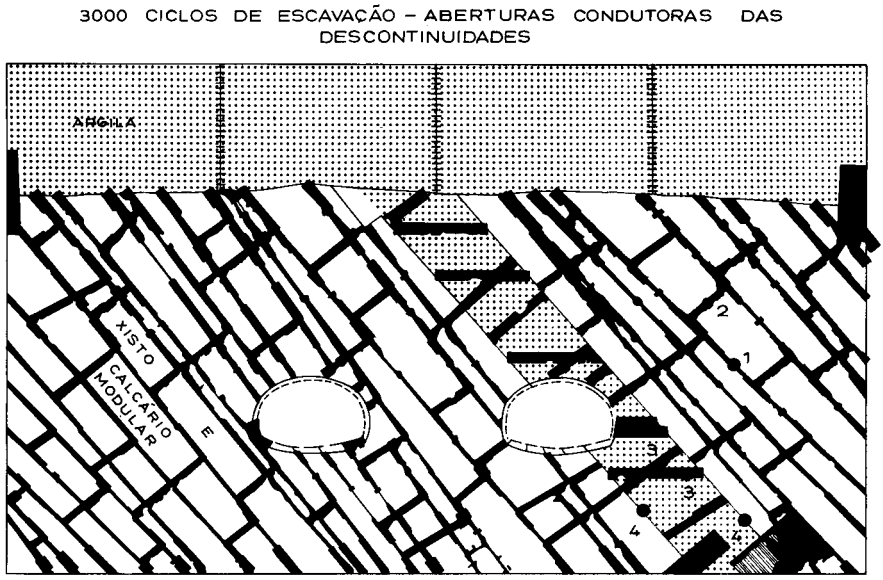
$$K = e^2/12 \tag{16}$$

Daremos um único exemplo: o do modelo numérico de túneis gémeos que estão a ser construídos sob a cidade de Oslo (Fig. 28). Devido às espessas formações argilosas que existem em certas zonas há muito interesse em controlar a quantidade de água que entra nos túneis por causa da perturbação da zona previamente injectada em torno dos túneis. Escoamentos superiores a 3 litros/minuto/100 metros de túnel causariam uma inaceitável redução das pressões intersticiais na argila sobrejacente, ocasionando assentamentos diferenciais e danos nas construções.

Na parte superior da Fig. 28 vê-se a geologia e a estrutura das descontinuidades que se adoptaram como representativas de uma secção transversal típica dos túneis. Os dados de entrada no modelo para as descontinuidades foram obtidos do seguinte modo:

1. JRC_0 — a partir de ensaios de escorregamento sobre tarolos fracturados (Fig. 22)
2. JRC_n — correcção de escala através da equação 5
3. JCS_0 — a partir de ensaios com o martelo de Schmidt e ensaios de carga pontual
4. JCS_n — correcção de escala através da equação 6
5. ϕ_r — a partir de ensaios de escorregamento sobre os tarolos fracturados
6. L_n — dimensão dos blocos reais a partir de levantamentos locais
7. e — a partir de ensaios de bombagem em furos de sondagem e utilização do método estatístico de Snow. Note-se a variação com a profundidade
8. σ_1, σ_2 — a partir de medições da tensão de fracturação hidráulica e de cálculos baseados na profundidade e peso específico.

A Fig. 28 (parte superior) mostra a distribuição calculada das aberturas condutoras (e), as quais variam desde aproximadamente 60 μm, imediatamente abaixo da argila, até um mínimo de cerca de 20 μm à profundidade de 60 metros. Atribuíram-se características ligeiramente diferentes às duas famílias de descontinuidades (1, 2) no xisto e no calcário com módulos, tal como à família 3 no dique ígneo, que era uma rocha de tipo mais resistente. Às descontinuidades de cada lado do dique foram atribuídas características de falha, isto é, alteração (JCS reduzido) e rugosidade reduzida (JRC reduzido). Assim resultaram aberturas de menos de 5 μm.



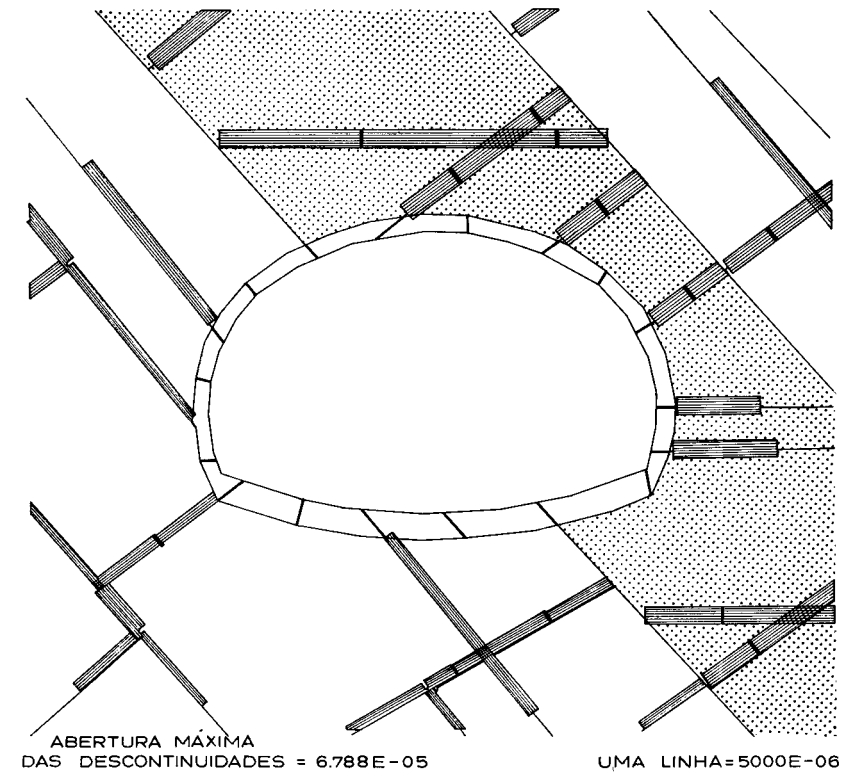


Fig. 28 — Aplicação do código de elementos distintos μDEC-BB para estimar as aberturas condutoras em torno de túneis gémeos escavados em rocha diaclasada (Makurat *et al.* 1987)

O diagrama inferior da Fig. 28 mostra em detalhe o efeito da escavação nas aberturas das descontinuidades. Note-se que se atribuíram características muito deformáveis aos elementos de revestimento durante a escavação. A rigidez correcta do betão é modelada numa fase posterior, depois de as deformações da rocha terem completamente estabilizado, a fim de representar as operações de revestimento a alguma distância da frente. Nessa fase consideram-se instaladas as pressões intersticiais, com o seu valor máximo, na rocha envolvente, a fim de investigar os níveis finais de tensão no betão.

O modelo μ DEC-BB foi utilizado recentemente para estimar as variações de permeabilidade num depósito de petróleo fracturado, devidas à compactação, e para estudar a deformação no maciço rochoso em torno de uma caverna para armazenamento de gás a alta pressão. As suas potencialidades de utilização em mecânica das rochas são múltiplas. Contudo é importante realizar uma validação cuidadosa, por comparação com situações conhecidas. Têm-se efectuado alguns ensaios *in situ* bem controlados, tais como os apresentados na Fig. 11, que devem ser utilizados para essa validação. Modelos físicos do tipo referido nas Figs. 25 e 27 também podem ser instrumento ideal para a validação, pois os dados de entrada foram obtidos em ensaios do tipo *in situ*, isto é, usando o próprio material diaclasado dos modelos para efectuar ensaios de corte e deformação, como mostra a Fig. 10 por exemplo.

CONCLUSÕES

1. Crê-se que o mecanismo de rotura de escavações em rochas intactas sob tensões elevadas é comandado pela variação volumétrica ou características de dilatância das próprias superfícies de rotura. Uma rocha compacta resistente dificilmente desenvolverá superfícies de escorregamento entrecruzadas profundas, se essas superfícies forem dilatantes para os níveis de tensão em causa. Pelo contrário, uma rocha porosa e fraca que pode compactar-se a esses níveis de tensão, rapidamente desenvolverá superfícies de corte cruzadas. Por essas razões, será mais provável que as escavações em rochas compactas e dilatantes rompam devido ao sucessivo propagar de fracturas por tracção a partir da vizinhança da parede do túnel, onde a dilatação é possível. Além dos efeitos da dilatância, o estado de tensão mais elástico no caso de rocha compacta resistente significará também que a diferença de tensões (tangencial menos radial) é máxima próximo da parede. Isso não ocorre numa rocha porosa compactável.
2. As escavações subterrâneas em rochas diaclasadas ou com falhas entram em rotura provavelmente por corte com translação num número limitado de superfícies de descontinuidade, se as dimensões dos blocos forem grandes em face das dimensões do túnel. Contudo, os blocos de pequenas dimensões característicos das zonas esmagadas permitirão a ocorrência de corte com rotação se a dilatância for insignificante, como acontece em zonas com preenchimento argiloso. Se os modelos constitutivos da resistência de maciços rochosos não considerarem o aumento de tensão causado pela rotura associada a dilatância, eles preverão zonas de fractura mais extensas do que as que ocorrem na prática.
3. Propõe-se um modelo constitutivo da resistência ao corte de maciços rochosos, baseado em grande número de dados empíricos. O modelo incorpora os efeitos de escala causados por variação das dimensões do bloco, e pode prever-se quer a resistência quer a dilatância em função do deslocamento tangencial. A medição física de dados para o

modelo pode efectuar-se através de técnicas simples e correntes, tais como ensaios de escorregamento, perfis de rugosidade, ensaios com o martelo de Schmidt e ensaios de carga pontual.

4. É possível melhorar a previsão do comportamento de maciços rochosos diaclasados, perturbados por excavações, por meio de modelos físicos ou matemáticos de maciços com compartimentação em blocos. Estes modelos revelam que as deformações tangenciais irreversíveis, a abertura de juntas por tracção e o corte fora do plano devido à dilatância constituem características importantes. Podem efectuar-se, actualmente, cálculos por elementos distintos que permitem determinar várias características, tais como a deformação tangencial da junta, a abertura da junta e as variações de permeabilidades resultantes da escavação subterrânea.

AGRADECIMENTOS

O autor agradece aos seguintes amigos e antigos e actuais colegas o seu contributo para esta comunicação: Stavros Bandis, Axel Makurat, Mark Christianson, Harald Hansteen e Khosrow Bakhatar.

Manuel Rocha convidou o autor para vir a Lisboa em 1972. Pediu-lhe que preparasse uma comunicação para o seminário sobre "Materiais de modelos, rotura de sistemas formados por blocos e resistência ao corte". O autor lembra-se com gratidão dos dias que passou no LNEC. A escolha feita por Manuel Rocha do tema "Rotura de sistemas formados por blocos" era clarividente. A presente comunicação é dedicada à sua memória.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANDIS, S. (1980) — *Esperimental studies of scale effects on shear strength, and deformation of rock joints.* Ph. D. Thesis, Dept. of Earth Sciences, Univ. of Leeds, Inglaterra.

BANDIS, S. e F. NADIM (1985) — *Stability of deviated wellbore.* Relatório de estudo do NGI.

BANDIS, S. (1987) — Comunicação pessoal.

BANDIS, S., J. LINDMAN e N. BARTON (1987) — *Three-dimensional stress state and fracturing around cavities in overstressed weak rock.* Proc. of 6th ISRM Congress, Montreal, Canadá, Vol. 2, pp. 769-775.

BARTON, N., R. LIEN e J. LUNDE (1974) — *Engineering classification of rockmasses for the design of tunnel support.* Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp. 189-236.

BARTON, N. (1976) — *The shear strength of rock and rock joints.* Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstract., Vol. 13, No. 9, pp. 255-279. Também NGI-Publ. 119, 1978.

BARTON, N. e V. CHOUBEY (1977) — *The shear strength of rock joints in theory and practice.* Rock Mechanics, Springer, Vienna, No. 1/2, pp. 1-54. Também NGI-Publ. 119, 1978.

BARTON, N. e H. HANSTEEN (1979) — *Very large span openings at shallow depth: Deformation magnitudes from jointed models and F. E. analysis.* Proc. 4th Rapid Excavation and Tunneling Conference. Atlanta, Ch. 77, pp. 1331-1353.

BARTON, N., F. LOSET, R. LIEN e J. LUNDE (1980) — *Application of the Q-system in design decisisons concerning dimensions and appropriate support for underground instalations.* Int. Conf. on Sub-surface Space, Rockstone, Stockholm, Sub-surface Space, Vol. 2, pp. 553-561.

BARTON, N. e B. KJAERNSLI (1981) — *Shear strength of rockfill.* J. of the Geotech. Eng. Div., Proc. of ASCE, Vol. 107, No. GT7, Proc. Paper 16374, Julho, pp. 873-891.

BARTON, N. e BANDIS, S. (1982) — *Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock.* Keynote Lecture, 23rd U. S. Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, California.

BARTON, N. e BAKHTAR, K. (1983) — *Rock Joint Description and Modelling for the Hydrothermo-mechanical Design of Nuclear Waste Repositories.* Terra Tek Engineering TRE 83-10, Apresentado a CANMET Mining Research Laboratories, Ottawa.

BAKHTAR, K. e BARTON. N. (1984) — *Large Scale Static and Dynamic Friction Experiments.* Proc. 25th US Rock Mechanics Symp. Northestern Univ. Illinois.

BARTON, N., A. MAKURAT, M. CHRISTIANSON e S. BANDIS (1987) — *Modelling Rock Mass Conductivity Changes in Disturbed zones.* Proc. 28th U. S. Rock Mech. Symp. Tucson, Arizona, pp. 563-574.

CECIL, O. S. (1975) — *Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels.* Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 27, Stockholm.

CUNDALL, P., M. VOLGELE e C. FAIRHURST (1975) — *Computerized design of rock slopes using interactive graphics for the input and output of geometrical data.* Proc. 16th U. S. Symp. on Rock Mech., Minnesota (Publ. by ASCE, New York, 1977) pp. 5-14).

CUNDALL, P. A. (1980) — *A generalized distinct element program for modelling jointed rock.* Report PCAR-1-80, Contract DAJA37-79-C-0548, European Research Office, US Army. Peter Cundall Associates.

HOEK, E. e E. T. BROWN (1980) — *Underground excavations in rock.* Institution of Mining and Metallurgy.

ISRM (1978) — *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses.* (Coordenador, N. Barton). Int. J. Rock Mech. Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 15, pp. 319-368, Pergamon.

LEPS, T. M. (1970) — *Review of Shearing Strength of Rockfill.* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM4, Proc. Paper 7394, Julho.

MAKURAT, A., N. BARTON, M. CHRISTIANSON, P. CHRYSSANTHAKIS e G. VIK (1987) — *Fjellingen tunnel behaviour predictions using distinct element computer modelling.* Relatório de estudo do NGI (em norueguês).

MAURY, V. (1987) — *Observations, researches and recent results about failure mechanisms around single galleries.* ISRM commission report, Proc. of 6th ISRM Congress, Montreal, Vol. 2, pp. 1119-1128.

ORTLEPP, W. D. e N. C. GAY (1984) — *Performance of an experimental tunnel subjected to stresses ranging from 50 MPa to 230 MPa.* Proc. of ISRM Symp. "Design and Performance of Underground Excavations", Publ. British Geotechnical Society, Londres, pp. 337-346.

WAGNER, H. (1987) — *Design and support of underground excavations in highly stressed rock.* Keynote paper, Proc. of 6th ISRM Congress, Montreal.

VOTO DE AGRADECIMENTO

Ao proferir um voto de agradecimento ao Dr. Nick Barton, o Dr. Ricardo de Oliveira proferiu as seguintes palavras:

"Foi com todo o gosto que acedi ao convite da organização da 4.ª Lição Manuel Rocha para, como vem sendo hábito, proferir algumas palavras de encerramento da interessante palestra que o Dr. Nick Barton acaba de fazer.

É esta a primeira vez que a Lição Manuel Rocha nos é apresentada em língua estrangeira. Assim, porque pretendo que as minhas palavras sejam essencialmente de agradecimento e que sejam entendidas pelo Dr. Barton como sendo o sentimento de todos os presentes parece-me adequado dirigi-las em inglês.

Como é do conhecimento de todos, o Dr. Nick Barton é mundialmente reconhecido pelo seu trabalho de investigação no domínio da caracterização de maciços rochosos e sobretudo pela classificação geotécnica que desenvolveu há cerca de 14 anos para aplicação a cavidades subterrâneas, nomeadamente a túneis. Em Portugal, tivemos já a oportunidade de lhe expressar a apreciação pela sua actividade nesta área ao convidá-lo para elaborar um dos relatos de painel do tema sobre Sistemas de Classificação do Simpósio Internacional sobre Geologia de Engenharia e Obras Subterrâneas realizado em Lisboa, em Setembro de 1983.

Hoje, com esta palestra, o Dr. Nick Barton confirmou a sua vasta experiência e profunda cultura científica nos domínios da Mecânica das Rochas e das Obras Subterrâneas, tendo ilustrado a sua intervenção com numerosos exemplos da Noruega e de vários outros países.

O tema das Obras Subterrâneas tem já hoje uma enorme importância nos países mais desenvolvidos, sendo previsível o aumento do seu interesse como resultado da aceitação generalizada dos conceitos de protecção do ambiente e de qualidade de vida.

O tom didáctico brilhantemente utilizado ao longo de toda a palestra e a apresentação muito clara das ideias chave do tópico escolhido pelo Dr. Barton possibilitaram, por certo, a fácil apreensão, pela maioria dos presentes, de conceitos extremamente avançados, localizados na fronteira actual dos conhecimentos.

De toda a palestra gostaria no entanto de salientar alguns pontos, em especial a chamada de atenção para a aparentemente óbvia necessidade e importância da observação das formações geológicas e da realização de ensaios nos maciços rochosos com vista à previsão do comportamento de obras subterrâneas, bem como a referência à análise cuidadosa de casos de obra como meio de compreensão de alguns fenómenos e como ferramenta muito valiosa na sua investigação.

O Dr. Nick Barton foi ainda muito claro ao chamar a nossa atenção para a questão da importância de estudos experimentais e medições *in situ* e em laboratório e da sua relação com a correspondente modelação física e matemática dos maciços rochosos, e ainda para assuntos como o papel da dilatância no comportamento dos terrenos e o efeito de escala no estudo de alguns parâmetros geotécnicos.

Todos estes temas científicos constituíram motivo de grande interesse para Manuel Rocha, pelo que a sua discussão hoje, aqui, é também uma significativa homenagem que lhe prestamos.

Penso poder resumir, assim, estes meus comentários dizendo que todos aprendemos muito com o nosso conferencista e que por isso ele é merecedor dos nossos agradecimentos e da nossa simpatia.

Tenho por isso o prazer de propor a todos um voto de felicitações ao Dr. Barton e uma calorosa salva de palmas."

ERRATA (Geotecnia n.º 53)

Página	Linha	Onde se lê	Deve ler-se
3	penúltima	al	tal
4	21	interviu	interveio
16	16	sd	se
30	legenda da Fig. 17	Hoeck	Hoek
53	21	arrumação	amarração
52	última	1,3	1,8
54	4	endómetro	edómetro
56	2	refre	refere
57	8	edifício	edifícios
57	18	2	200
57	última	obcervado	observado
70	12	etre	entre
70	5.ª do final	1973	1983
82	12	Fig. 6	Fig. 5
82	16	odreno	o dreno
84	7.ª do final	tabém	também