

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE ANCORAGENS EM ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS*

Design Criteria for Anchorages in Underground Excavations

por
M. J. LEAL GOMES**

RESUMO – No presente artigo tecem-se algumas considerações acerca dos critérios geomecânicos de projecto de sistemas de ancoragem de escavações subterrâneas em maciços rochosos. Referem-se os aspectos cruciais do problema relativamente a túneis e aproveitamentos hidroeléctricos, define-se o conceito de sistema óptimo de ancoragem e sugerem-se directrizes que poderão conduzir a significativa economia em relação à utilização de alguns critérios clássicos de dimensionamento.

SYNOPSIS – In this paper are drawn some considerations about geomechanical principles for the design of anchor systems in underground rock excavations. The fundamental problems related to tunnels and power plants are discussed; an optimum anchor system concept is introduced and some design principles which can produce significant economy in confrontation with the classical ones are suggested.

1 – INTRODUÇÃO

O generalizado aumento da envergadura das obras de escavação subterrânea em maciços rochosos, dia-a-dia põe problemas mais complexos obrigando a uma atenta consideração dos meios de suporte e revestimento a serem usados.

As ancoragens são um tipo especial de suporte descontínuo que pelas suas características estão a assumir crescente importância. Não só são utilizáveis onde a viabilidade económica de outros suportes é duvidosa (é o caso das grandes

* Trabalho recebido em Janeiro de 1979. A discussão do trabalho está aberta durante um período de três meses.

** Engenheiro de Minas

cavernas das hidroeléctricas), como permitem um melhor aproveitamento do reduzido espaço disponível em galerias de pequena secção, sendo pouco afectadas pelas vibrações causadas pelos desmontes posteriores à sua colocação.

Usar-se-á o termo “ancoragem” para designar, indiferentemente, “tirantes”, quando se tratar de dispositivos capazes de introduzir tensões na rocha comprimindo-a entre o contorno da escavação e um ponto fixo no interior do maciço e “chumbadores” que apenas visam melhorar globalmente a resistência mecânica da rocha em torno do vazio. Como por razões executivas e geomecânicas convém colocá-las a espaços regulares, é usual no caso das ancoragens sistemáticas (designaremos assim as que afectam áreas extensas e são executadas segundo espaçamentos regulares para as distinguirmos das esporádicas destinadas à protecção local das imperfeições do terreno) definir uma “malha de ancoragem” (a^2) correspondente a esse espaçamento entre as unidades ou à área protegida por cada uma delas. Assim se for T a sua capacidade de trabalho e p a pressão a ser por ela introduzida no maciço (tirante) ou suportada (chumbador), virá

$$a^2 = T/p \quad 1)$$

2 – A FILOSOFIA DE PROJECTO DE ATIRANTAMENTOS E CHUMBAMENTOS

Os critérios de projecto de ancoragens ainda hoje são meramente empíricos, mas há actualmente uma grande tendência para abordar o problema de forma sistemática conduzindo a soluções mais económicas. Qualquer projecto de engenharia é, em última instância, função de duas variáveis:

$$\text{Projecto} = f(\text{viabilidade económica, segurança}) \quad 2)$$

e os atirantamentos e chumbamentos não fogem a esta regra, embora as peculiaridades do tipo de materiais em jogo (as rochas não são meios isotrópicos, homogéneos e contínuos cujas propriedades *in situ* se conheçam com exactidão) dificultem a previsão do seu comportamento.

Como para análogas “condições de segurança” há vantagem económica em diminuir o número de ancoragens a aplicar, a despeito de um aumento significativo do seu comprimento, é de admitir que em cada caso concreto exista um

esquema ideal de atirantamento ou chumbamento, pois se o número, capacidade e comprimento das unidades não for suficiente se arriscará a estabilidade do conjunto. Portanto a “solução óptima” dependerá das propriedades do maciço rochoso e a sua determinação de uma adequada compreensão dos mecanismos de deformação e rotura do contorno das escavações. Sob um ponto de vista geomecânico, poderá ser definida como o dispositivo de ancoragens que suportará o esforço máximo a ser realmente desenvolvido sobre elas, de tal modo que garantam a estabilidade do contorno para os valores das máximas deformações permitidas, durante a vida útil a que forem destinadas.

Bishoff e Smart (1975) mostraram a equivalência funcional entre o revestimento de uma galeria com arcos e um dispositivo de ancoragens convenientemente dimensionado. Partiram da conhecida hipótese de que um jogo de tirantes com espaçamento, comprimento e capacidade de trabalho convenientes, determina a formação de um arco protector de rocha comprimida em torno da escavação capaz de garantir a estabilidade do seu contorno (Fig. 1).

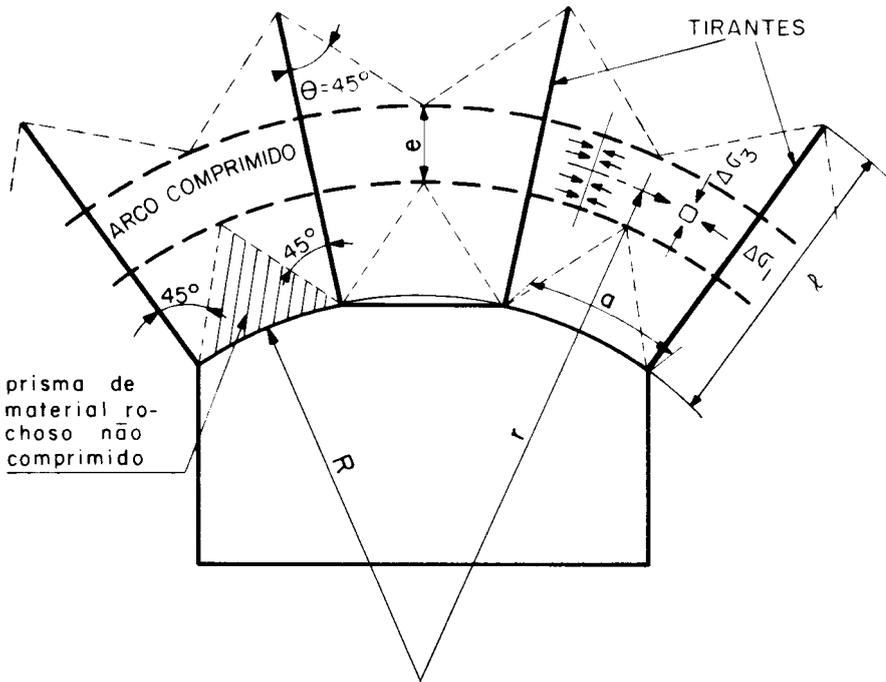


Fig. 1

Com efeito, supondo que à rocha é aplicável o critério de rotura de Navier-Coulomb, mostra a Fig. 2 que a compressão introduzida pelo tirante, não só afastará o maciço da situação de rotura, como o valor da tensão principal máxima que a rocha poderá suportar sem cedência aumentará muito ($\Delta\sigma_1$).

Se a discussão de Bishoff e Smart é sugestiva, é preciso todavia não ignorar que a maior dificuldade reside na previsão dos carregamentos desenvolvidos pelo

maciço rochoso que as ancoragens terão de suportar e não no estabelecimento da equivalência mecânica entre arcos e tirantes, integrados por materiais cujas propriedades e actuação são bem conhecidas. Aliás, essa fundamental questão foi torneada impondo o prévio benefício das propriedades do maciço em torno do vazio, com injeções e aplicação de chumbadores, de modo a se transformar a rocha num material estruturalmente controlado, procedimento cujo principal inconveniente está em encarecer a tal ponto os trabalhos de suporte que se perde a vantagem económica dos sistemas de ancoragem em relação a outros meios convencionais.

Deste modo, sendo precário o conhecimento das leis que regulam o problema, dever-se-ão estabelecer critérios de dimensionamento dos suportes a usar, tendo em atenção os requisitos de segurança pré-fixados. Pelo menos concluir-se-á no futuro da validade das hipóteses adoptadas através do comportamento das obras executadas de acordo com esses critérios e se estudarão as alterações a introduzir em situações análogas. Graças a esta metodologia, dispõe-se hoje de alguns elementos que permitem uma razoável previsão das exigências de determinado tipo de obra, tirando algum partido da capacidade natural de auto-sustentação dos maciços rochosos. Porém nunca se deverá deixar de atender a que, sendo as rochas meios descontínuos, anisotrópicos e heterogéneos, qualquer projecto desta natureza deverá ser reajustado às condições de campo ou se correrá o risco de se chegar a uma situação em que se esteja a trabalhar inadequadamente. Como é óbvio, a importância a

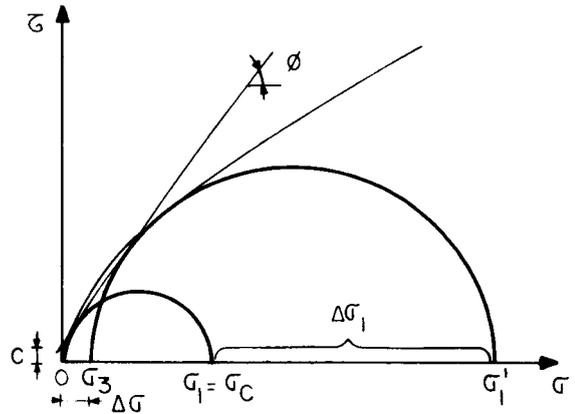


Fig. 2

conferir a este aspecto será função da vida útil prevista para a obra e da sua responsabilidade.

Basicamente e numa concepção clássica, são três os passos de um projecto de ancoragem:

- a) Estimativa dos parâmetros do material rochoso e definição das hipóteses de carregamento;
- b) Determinação das malhas e do comprimento dos tirantes ou dos chumbadores, uma vez escolhido o tipo de ancoragem mais adequada à situação em apreço;
- c) Acompanhamento da obra com reformulação das hipóteses de cálculo.

3 – A ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MATERIAL ROCHOSO E A DEFINIÇÃO DAS HIPÓTESES DE CARREGAMENTO

A avaliação do comportamento de uma escavação começa necessariamente pela consideração das propriedades do maciço e pela verificação da sua capacidade de auto-sustentação.

Embora uma grande parte dos esforços dos investigadores se tenha orientado para a obtenção de uma classificação geotécnica capaz de, eficientemente, relacionar as condições geológicas com o comportamento geomecânico do terreno, até ao presente não se conseguiu alcançar esse objectivo, pelo que ainda não há uma formulação com suficiente generalidade para permitir a identificação e classificação segura de qualquer caso concreto. O estabelecimento de critérios pessoais e regras empíricas cujo sucesso ou insuficiência é confirmado pela experiência, sob um ponto de vista prático, foi e ainda é o mais frutuoso caminho trilhado pelos investigadores.

Dessa descrença em complexas teorizações a partir de modelos ideais, nasceu uma talvez excessiva confiança na avaliação *in situ* das condições apresentadas pela superfície exposta do maciço rochoso, fazendo-se uso generalizado de fórmulas e expedientes que embora úteis, são de validade conceptual duvidosa. Citamos a título de exemplo a já habitual representação dos parâmetros de resistência ϕ (ângulo de atrito) e C (coesão) de um material rochoso em termos do “ângulo de atrito equivalente” (ϕ), para tornar possível a adaptação

de conceitos destinados a materiais incoerentes. E todavia a incongruência é patente pois sendo

$$\emptyset = F(\sigma_{\text{máx}}, \sigma_{\text{mín}}) \quad 3)$$

o seu valor não será o mesmo para diferentes estados de tensão instalados no terreno, que é aliás, o que em geral se pretende conhecer (Fig. 3).

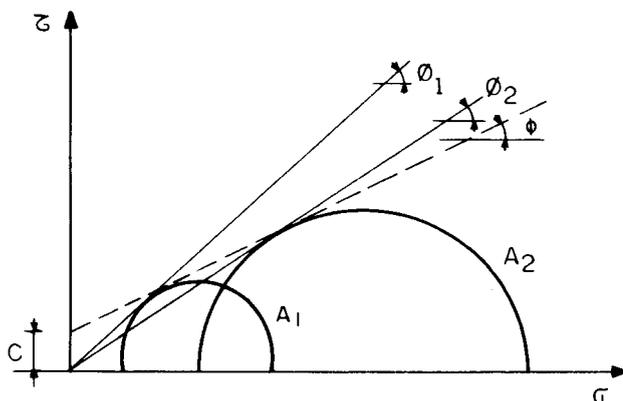


Fig. 3

Nestas condições e de acordo com a responsabilidade da obra são tomados valores de \emptyset tão baixos que garantem estimativas de esforços nos suportes a favor da segurança, com inevitável sobredimensionamento das soluções adoptadas. Por esta razão a principal preocupação da maioria dos autores tem sido a investigação de parâmetros capazes de caracterizar de maneira satisfatória e exhaustiva o comportamento dos vários tipos de terrenos.

Apesar da imprecisão e do carácter inevitavelmente subjectivo da avaliação de algumas das grandezas envolvidas, deu-se um ambicioso e promissor passo com a definição da "Qualidade do Maciço Rochoso"

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad 4)$$

onde RDQ é o "Rock Quality Designation", J_n uma quantidade que visa exprimir o número e a extensão das diaclases, J_r a rugosidade das descontinuidades, J_a o grau de alteração das juntas e o tipo do seu eventual

Aliás, a média de seis casos analisados por cada classe, é baixa, em relação ao grande número de parâmetros e variáveis envolvidos, alguns deles, como vimos, de difícil valorização. A despeito do mérito de se ter procurado uma formulação exaustiva, os parâmetros usados são demasiado complexos e sensíveis a erros de avaliação para oferecerem um satisfatório desempenho, pelo que esta doutrina apenas permitirá simples recomendações expeditas sobre as medidas de protecção a adoptar.

Na prática, com muita frequência, o engenheiro terá de enfrentar situações que escaparam às tentativas de sistematização já empreendidas, resolvendo-as em função do risco de desmoronamento que a experiência lhe aconselhar prevenir.

A estimativa dos parâmetros da rocha continua ainda a ser condicionante sob o ponto de vista da própria escolha das hipóteses de carregamento. Por exemplo, no caso de uma escavação aberta em terreno fracturado, em princípio não será legítimo tratar o assunto em termos da teoria elástica.

Note-se porém, que em qualquer circunstância e desde que os terrenos sejam dotados de coesão, essa doutrina permitirá inferências qualitativas da maior importância acerca da estabilidade natural e da capacidade de auto-sustentação dos maciços, sendo as exigências de suporte a curto ou longo prazo, significativamente reduzidas se o projecto de escavação for bem conduzido.

Suponhamos um maciço idealmente infinito, elástico, homogéneo e isotrópico, cujo estado natural de tensões apenas é determinado pelo peso do material supra-jacente. A instalação de um vazio no seu seio conduzirá a uma redistribuição das linhas de força na vizinhança, havendo conveniência para fugir a grandes deformações em escavar o contorno de modo a se evitarem grandes acumulações locais de tensões que originem roturas. Ele ruirá uma vez ultrapassada a capacidade de resistência da rocha, “em busca” de geometrias mais adequadas às tensões instaladas no terreno. Demonstra-se que a maior estabilidade de uma escavação num maciço com as características apontadas, se consegue para um contorno elíptico com os eixos a (menor) e b (maior) conforme a relação

$$\frac{a}{b} = \frac{Q}{P} \quad 6)$$

onde Q é a componente menor do estado de tensão e P a maior. Nestas condições e independentemente de considerações de outra natureza, para um coeficiente

de Poisson em torno de 0,25, dever-se-iam projectar os perfis das galerias de modo a que a dimensão vertical fosse tripla da horizontal e os poços deveriam ter secção recta circular (Fig. 5), o que nem sempre é possível por razões de funcionalidade (numa galeria, uma vez fixado o pé-direito mínimo, a circulação de homens e equipamentos exige o alargamento da dimensão horizontal), de custos de escavação ou de natureza geomecânica (proximidade de outras escavações).

É evidente que a legitimidade da discussão das exigências

de suporte de uma escavação em termos da teoria elástica assenta afinal, em estimativas do maior ou menor grau de intervenção dos comportamentos anelásticos. Mesmo que individualmente os blocos de um maciço compartimentado tenham um comportamento elástico, o conjunto apresentará desvios mais ou menos acentuados em função do tipo e extensão das descontinuidades e da alteração do terreno, para lá da ocorrência de comportamentos anelásticos típicos como nos evaporitos. Experiências havidas com casos semelhantes serão sempre da maior importância como aferidores da situação em mãos.

Labasse, em 1950 e utilizando recursos da Mecânica dos Solos, tentou aproximar-se das condições reais admitindo que uma vez ultrapassada a resistência do terreno, em torno das escavações se poderia formar uma zona fracturada sem coesão mas ainda com uma certa resistência residual (zona clástica).

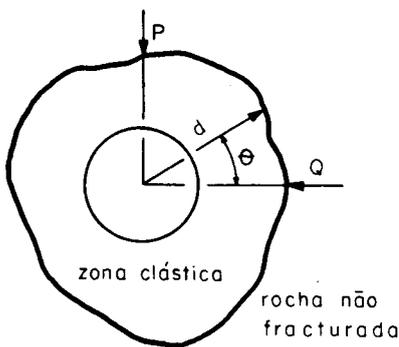


Fig. 6

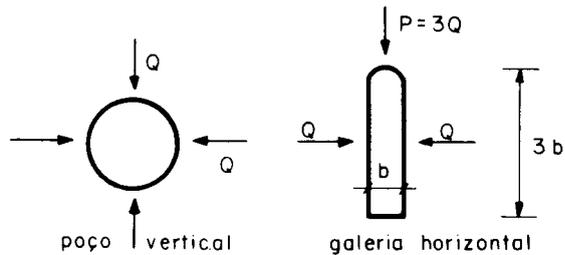


Fig. 5

conhecida equação geral do equilíbrio de uma galeria com secção recta circular aberta num maciço homogêneo, isotrópico e elástico, apresenta duas parcelas, a primeira correspondendo à neutralização das tensões instaladas no terreno e ao estabelecimento do equilíbrio no limite da zona clástica e a segunda destinada a levar em conta o peso do material incoerente que rodeia a abertura. A exposição de Labasse é bastante sugestiva por introduzir a existência

de fracturas em torno das escavações (Fig. 6), mas tem aspectos que lhe retiram todo o interesse prático. Além dos parâmetros de resistência do material rochoso intacto cuja avaliação, como já se viu, é difícil, exige o conhecimento dos parâmetros da própria zona clástica e da sua espessura, quase impossíveis de verificar.

Não havendo pois, qualquer garantia de que os dimensionamentos baseados em modelos teóricos simplificados sejam mais aproximados do que os fornecidos por formulações empíricas muito mais simples, caberá ao engenheiro, uma vez colocado perante determinado problema e depois de devidamente documentado sobre análogas situações do passado, interpretar as eventuais falhas que tenham ocorrido e utilizar o seu acervo de conhecimentos sobre a matéria, adaptando-os à situação em apreço.

No caso dos projectos de chumbamentos e atirantamentos é grande a dificuldade em encontrar elementos válidos que permitam generalizar processos ou critérios de dimensionamento, pois tanto quanto é do nosso conhecimento e devido ao grande número de variáveis envolvidas, ainda se não conseguiu uma síntese global da experiência adquirida ao longo de milhares de trabalhos deste tipo. Limitar-nos-emos ao comentário de algumas formulações mais comuns no nosso meio, cientes da possível rudimentaridade das soluções propostas.

A maioria dos autores que se debruçaram sobre o problema do cálculo dos esforços nos suportes de um túnel horizontal escavado num maciço rochoso compartimentado, trataram o assunto a partir de elementos fornecidos pela mecânica de solos. Nas suas discussões, os maciços adquirem uma feição típica algo distinta da noção usual de uma rocha: serão materiais que embora dispondo de coesões e ângulos de atrito elevados poderão ser tratados como solos, pois a ausência de compartimentação numa rocha, por incipiente que seja, é algo realmente excepcional. O seu comportamento seria pois muito diferente do dos corpos contínuos com os quais é mais vulgar relacioná-las e formalmente distinto do concebido por Labasse para quem o maciço rochoso tem um comportamento elástico, só sendo assimilável a um solo na zona fracturada vizinha da escavação.

Esta visão do problema, artificial mas útil, fornece um modelo mental cómodo e permite estimativas de forças para o dimensionamento de suportes contínuos e lineares cuja validade tem sido apoiada pela experiência. Aliás, as diferenças de opinião entre os vários autores (Caquot-Kerisel, Ritter, Terzaghi, Kommerell e Protodiakonov, são os mais vulgarmente citados) residem principalmente na forma

e extensão da mobilização a curto e longo prazo. Quanto à validade dessas formulações para os atirantamentos e chumbamentos, dadas as peculiaridades do funcionamento destes suportes pontuais que transformam a própria rocha potencialmente mobilizável num material estruturalmente resistente, podemos garantir que os dimensionamentos propostos ficarão a favor da segurança desde que se não deduzam as contribuições dos volumes rochosos de fronteiras imprecisas, comprimidos ou reforçados pelas ancoragens, que evidentemente, já não poderão ser considerados como materiais incoerentes.

De acordo com Terzaghi, para fins de dimensionamento de suportes em túneis, os maciços rochosos podem ser agrupados em 9 classes (Quadro I) de acordo com a sua capacidade de auto-sustentação. E para Kommerell-Ritter a pressão vertical no fecho da abóbada será dada por

$$P_{H_p} = \gamma \cdot H_p = \gamma \cdot \alpha \cdot (b + \beta \cdot h) \quad 7)$$

onde γ é o peso específico da rocha, b e h , respectivamente, a largura e a altura máximas da galeria e α e β parâmetros tabelados no Quadro de Classificação de Terzaghi, em função da qualidade da rocha. O carregamento sobre o túnel será pois determinado por um sólido de secção recta parabólica ou elíptica (as duas cónicas definem áreas praticamente iguais), de altura máxima H_p , largura na base L e peso P (Fig. 7).

Verifica-se que num maciço de boa ou muito boa qualidade os empuxos no contorno da escavação são muito pequenos ou mesmo nulos, crescendo com a deterioração das suas condições de resistência (Fig. 8).

Essa mobilização de material no sentido do vazio seria limitada pelo confinamento lateral entre os blocos, pelo atrito entre a massa mobilizável e a não perturbada e pelo empolamento do terreno desagregado. Facilmente se compreende que para

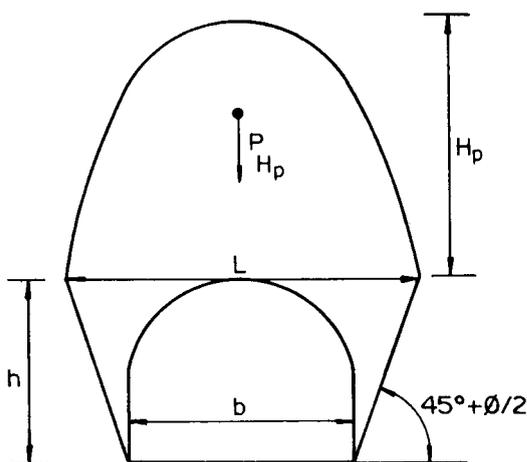


Fig. 7

QUADRO I
CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS POR TERZAGHI
(APLICADA A TÚNEIS)

NÚMERO DA CLASSE	QUALIDADE DA ROCHA	VALOR DE H_p	RECOMENDAÇÕES
I	Dura e sã	Zero	Revestimento leve apenas se ocorrer lasqueamento ou projecção de lascas das paredes
II	Dura estratificada ou xistosa oferecendo pouca ou nenhuma resistência à separação das camadas.	0 a 0,5 b	Revestimento ligeiro com função resistente
III	Rocha compacta moderadamente fracturada	0 a 0,25 b	A carga pode variar de um local para outro sem tendências dominantes. Sugere-se revestimento ligeiro com função resistente
IV	Moderadamente fragmentada e desagregada	0,25 a 0,35 (b + h)	Não há pressão lateral
V	Muito fragmentada e desagregada	0,35 a 1,10 (b + h)	Com ou sem ligeiras pressões laterais
6	Completamente fragmentada mas quimicamente não alterada	1,10 (b + h)	Pressões laterais consideráveis
VI 6'	Areia fortemente comprimida	0,62 a 1,38 (b + h)	
6''	Areia não comprimida	1,08 a 1,38 (b + h)	
VII	Terrenos compressíveis a profundidade moderada com materiais argilosos não expansivos	1,10 a 2,10 (b + h)	Fortes pressões laterais com revestimento do fundo
VIII	Análogos aos da Classe VII mas a grande profundidade	2,10 a 4,50 (b + h)	Idem
IX	Análogos a VIII e expansivos	75 metros	Fortes pressões em todo o contorno

pequenas profundidades, isto é, inferiores a $1,5.(b+h)$, como os maciços se mostram mais fracturados e meteorizados, em relação às dimensões em questão, as hipóteses de carregamento serão mais severas, podendo a mobilização atingir a superfície.

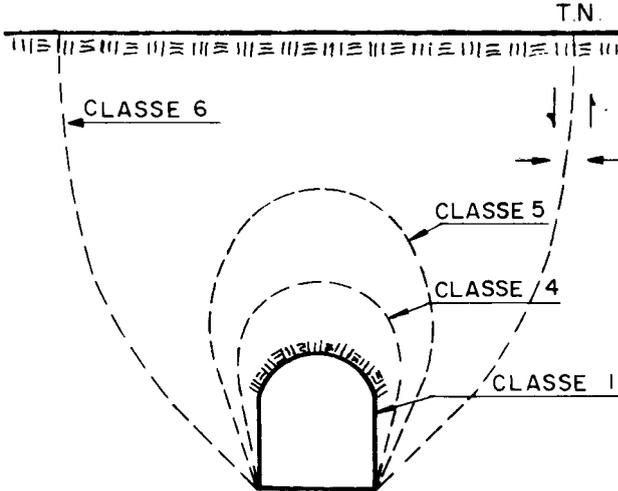


Fig. 8

De acordo com Protodiakonov, é possível desenvolver-se sobre a abóbada de uma escavação um carregamento parabólico tal que, a sua máxima largura se reduza ao maior vão (B) e a altura H_p seja dada por

$$H_p = \frac{B}{2 \operatorname{tg} \emptyset} \quad 8)$$

Sendo P o peso do material mobilizável limitado pela parábola, virá

$$P = \gamma \cdot \left(\frac{B^2}{3 \operatorname{tg} \emptyset} - A \right) \quad 9)$$

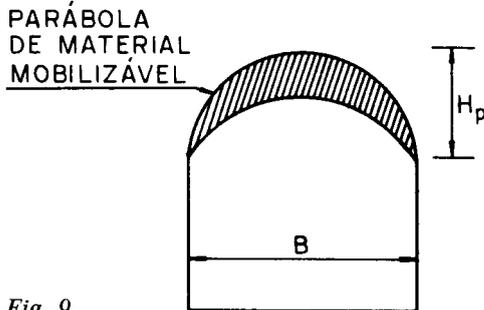


Fig. 9

onde A é a área da secção recta da abóbada ou do perfil acima da sua maior largura (Fig. 9). Nestas condições, seria possível anular os esforços nos suportes, projectando os perfis dos túneis de modo a se escavar todo o material potencialmente instável. Na Fig. 10 associaram-se

os pontos de vista sobre o desenvolvimento dos esforços na abóbada e nas paredes de Protodiakonov e de Kommerell, sendo de admitir que eles sejam bastante baixos para a geometria apresentada.

Esta concepção é sem dúvida simplista mas sancionada pela experiência. Portanto, seguindo uma conveniente geometria do contorno e métodos de desmonte escultural, mesmo em maciços de média qualidade se conseguem evitar suportes activos (tirantes), bastando prevenir a eventual queda de blocos soltos ou o deslizamento de feições desfavoráveis. A opção entre as condições de carregamento na abóbada propostas por Protodiakonov ou por Kommerell, baseia-se afinal na vida útil prevista para a obra. Presumindo que após a abertura dos vazios, apenas as zonas do maciço imediatamente estabilizadas pela acção do seu peso próprio são mobilizáveis, sendo necessário algum tempo para a perturbação se transmitir no terreno a maior profundidade, é de se usar a primeira doutrina em trabalhos provisórios.

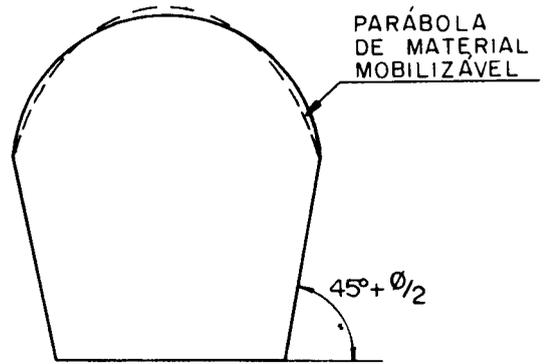


Fig. 10

Cording *et al* (1972) observaram que a “Classificação de Terzaghi” nasceu da observação do comportamento de túneis de largura média (entre 5 e 10 metros), não havendo garantia da sua viabilidade para maiores vãos.

Com o aparecimento das grandes hidroeléctricas, esta limitação tornou-se aparente e aqueles autores tentaram preencher essa lacuna através de um estudo ainda muito incipiente das exigências de suporte apresentadas por algumas grandes escavações já construídas (vão superior a 20 metros).

Assim, sendo B o vão e H a altura das paredes e m e n parâmetros que introduzem as condições geológicas do terreno, a pressão p_i a ser aplicada na abóbada ou nas paredes de uma grande escavação seria dada, respectivamente por

$$p_i = n \cdot B \cdot \gamma \quad 10)$$

e

$$p_i = m \cdot H \cdot \gamma \quad 11)$$

Barton *et al* (1974) afirmam não ser de atribuir uma tão grande importância às dimensões das escavações no desenvolvimento pelo terreno das pressões, desde que se evitem deformações importantes e desprendimentos de blocos, o que se pode conseguir com a rápida aplicação do concreto projectado logo após a escavação, tirando partido do atraso em relação ao desmorte das primeiras deformações importantes. Deste modo as relações lineares propostas por Cording *et al* entre as dimensões das escavações e as pressões p_i a aplicar, atenuar-se-iam à medida que os vãos fossem crescendo (Fig. 11). Infelizmente, no estágio actual dos nossos conhecimentos apenas podemos especular sobre essa tendência.

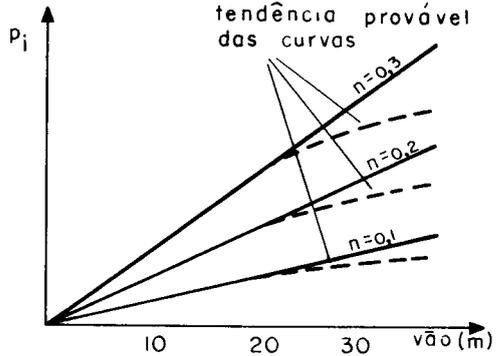


Fig. 11

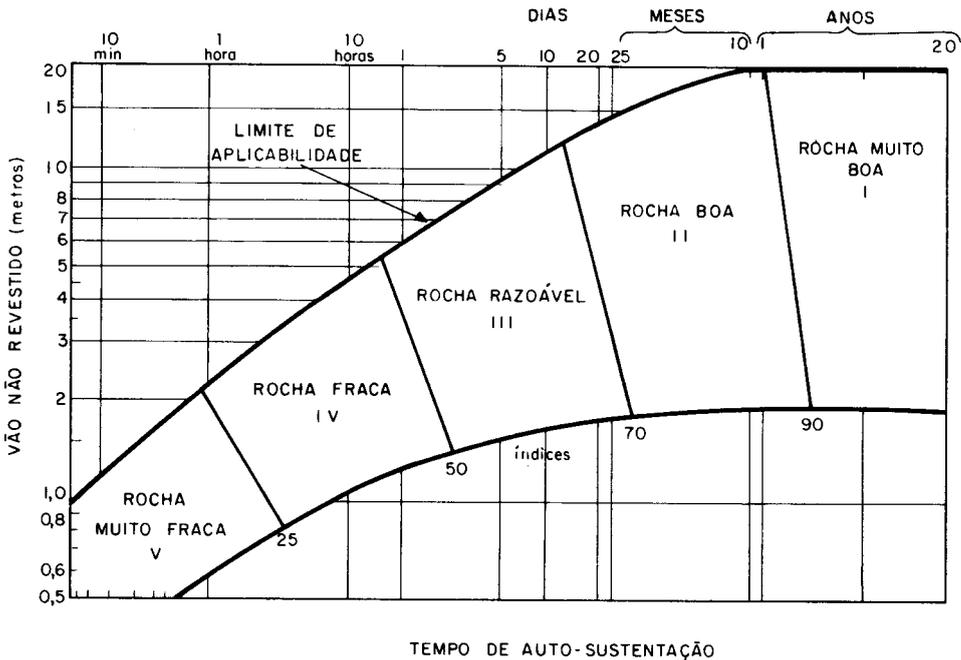


Fig. 12

Se tudo indica que a estabilidade das grandes escavações está estreitamente ligada aos parâmetros de resistência e de deformabilidade da rocha na imediata vizinhança do contorno, julgamos desnecessário salientar a difícil avaliação dos parâmetros m e n que terão de ser arbitrados ou deduzidos de ancoragens bem sucedidas em litologias semelhantes, função essa a ser preenchida por alguém com grande experiência em obras nas mesmas circunstâncias. Mas fica-nos a sensação, de que embora esta hipótese pretenda tirar um maior partido da capacidade de auto-sustentação dos maciços, geralmente subestimada, em média ainda implica em apreciável sobredimensionamento para grandes vãos e alturas de paredes.

A escolha das hipóteses de carregamento em determinado caso concreto, permanece um assunto obscuro e delicado, a despeito do grande número de autores que o abordaram. Além dos citados, inúmeros outros factores estão em causa. O desenvolvimento dos esforços nas ancoragens depende muito de domínios tão pouco explorados como o dos comportamentos anelásticos do terreno. Foi o que Bieniawsky procurou exprimir através do conhecido ábaco da Fig. 12, relacionando o tempo de auto-sustentação de um túnel com o seu vão, através da qualidade da Rocha. Os índices serão dados pela soma dos pesos atribuídos às condições em apreço, conforme o Quadro II (Classificação de Bieniawski adaptada por Gama (1978)). Este gráfico dá informações interessantes acerca das condições em que é legítimo a curto e longo prazo prescindir de suportes, mas não fornece elementos para o seu dimensionamento quando forem necessários. A discussão das medidas de protecção em termos da posição ocupada pelo caso em questão neste ábaco, merecer-nos-ia comentários semelhantes aos elaborados a propósito da doutrina de Barton *et al.*

O exposto demonstra à sociedade que a estimativa dos parâmetros das rochas não só envolve a quantificação das grandezas necessárias ao cálculo dos suportes, mas todo um conjunto de considerações que, pode dizer-se, faz de cada caso de ancoragem (ou se se preferir, num sentido mais lato, de cada problema de Mecânica de Rochas) um caso peculiar, sendo necessário analisar todas as premissas envolvidas sob risco de se chegar a soluções ilusoriamente elegantes. Eis porque insistimos na importância da experiência, do bom senso e da prudência na avaliação dessas situações.

É do maior interesse a verificação dos parâmetros dos maciços através de programas de investigação laboratorial e *in situ*, mas tendo sempre em atenção que essas determinações apenas afectam áreas muito restritas, podendo,

QUADRO II
CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI PARA TÚNEIS
 (segundo Gama, 1978)

Resistência à compressão simples	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Pesos	15	12	7	4	4
R.Q.D.	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%
Espaçamento entre fracturas	> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 mm
Pesos	30	25	20	10	5
Condições físicas e geométricas das fracturas	Sup. muito rugosas sem continuidade fechadas sem preenchimento	Sup. pouco rugosa abertura < 1 mm sem alteração	Sup. pouco rugosa abertura < 1 mm alteração adjacente	Enchimento argiloso < 5 mm espessura; abertura 1-5 mm diáclases contínuas	Enchimento argiloso com espessura > 5 mm abertura > 5 mm diáclases contínuas
Pesos	25	20	12	6	0
Água subterrânea	Completamente seco		Pequenas escorrências (25 //min. 10 m túnel)	Resurgência com pequena pressão (25-125 //min. 10 m túnel)	Fortes ressurgências (125 //min. 10 m túnel)
Pesos		10	7	4	0
Orientação das descontinuidades	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	0	- 2	- 5	- 10	- 12

por efeitos de escala ou modificações da geologia, conduzir a significativas alterações em relação às condições sugeridas pelos ensaios.

O esquema que a seguir se apresenta (Quadro III), deve ser julgado tão somente como simples directriz numa abordagem preliminar do problema da previsão dos esforços do terreno, na ausência de informações que forneçam uma orientação inicial mais segura.

Dever-se-á verificar sempre, se outros meios de suporte não resultarão mais económicos do que as medidas de ancoragem propostas. Sobretudo a pequena profundidade e em trabalhos definitivos de suporte, isso acontecerá com frequência. Note-se que apenas aplicaremos este quadro mental a maciços de qualidade entre I e V na Classificação de Terzaghi. Aliás, como veremos adiante (4.) em áreas clasticadas ou em maciços muito compartimentados com descontinuidades caracterizadas por baixos valores do ângulo de atrito e da coesão será conveniente não usar tirantes. Inversamente, quando o levantamento estrutural de determinada área evidenciar a necessidade ou a conveniência, de apenas se evitarem deslizamentos ao longo de algumas feições particulares potencialmente instáveis, as hipóteses de carregamento deduzir-se-ão dos elementos geométricos dos blocos cuja estabilidade se pretende garantir. A equação geral do equilíbrio ao longo de uma descontinuidade de ângulo de atrito ϕ e coesão C é dada por

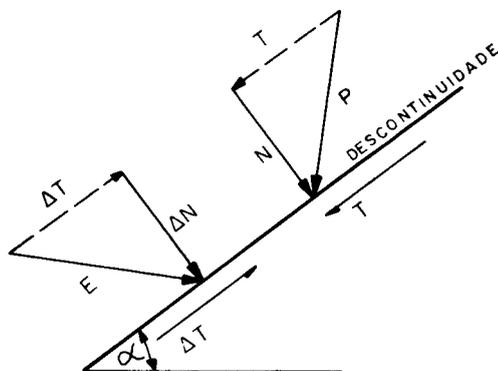


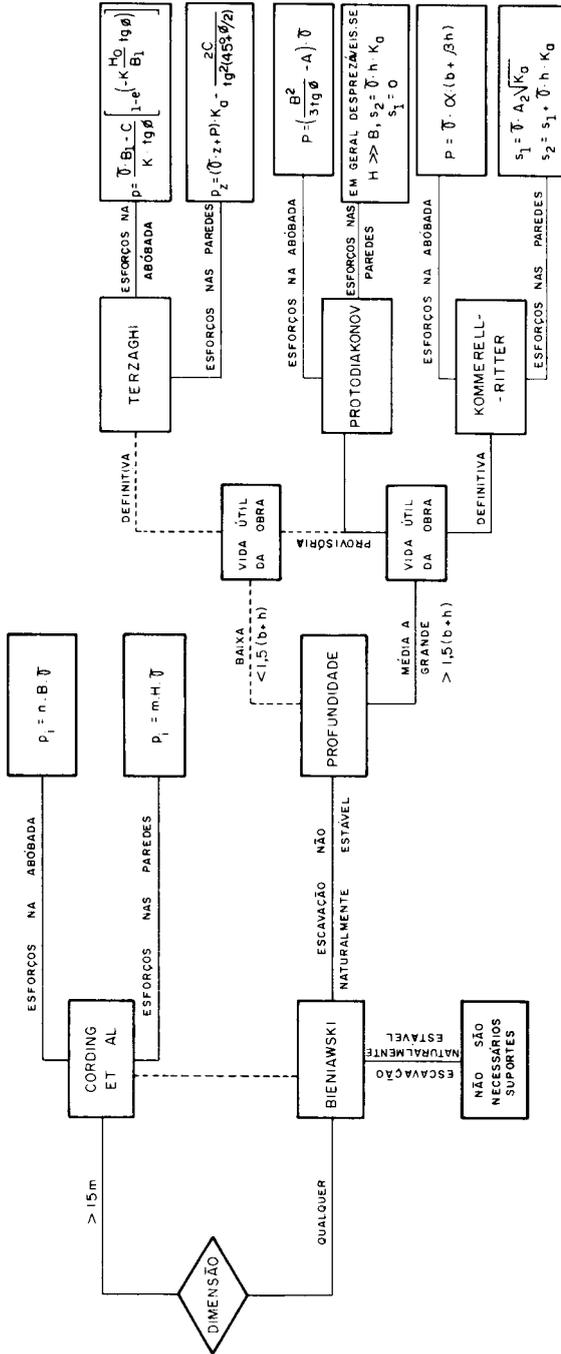
Fig. 13

$$(N + \Delta N) \cdot \text{tg } \phi = (T - \Delta T) - C \quad (12)$$

onde N e T são respectivamente, as componentes normal e tangencial à descontinuidade do peso P do bloco superior e ΔN e ΔT as componentes segundo as mesmas direcções do esforço estabilizador E introduzido pelos tirantes (Fig. 13).

QUADRO III

ANÁLISE PRELIMINAR DE ATIRANTAMENTOS SISTEMÁTICOS DE TÚNEIS



P_2 ESFORÇO HORIZONTAL NAS PAREDES À ALTURA z DO PISO

P ESFORÇO VERTICAL MÁXIMO

H_0 ALTURA MÁXIMA DA PARÁBOLA DE MATERIAL MOBILIZÁVEL

H PROFUNDIDADE DO FECHO DA ABÓBADA

K CONSTANTE ≈ 1

$$B_1 = \frac{b}{2} + h \cdot \text{tg} (45^\circ - \phi/2)$$

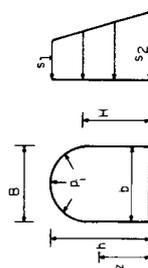
$$L = 2 \cdot B_1$$

$$H_2 = \frac{H_p}{L} \cdot \sqrt{L^2 - b^2}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot (h_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \text{ARC COS} \frac{b}{L} - H_2 \cdot \frac{b}{2})$$

$$K_0 = 19 \phi^2 (45^\circ - \phi/2)$$

- VIDA ÚTIL PROVISÓRIA < 2 ANOS
- VIDA ÚTIL DEFINITIVA \geq 2 ANOS (APÓS APLICAÇÃO DOS TIRANTES SERÁ NECESSÁRIO PREENCHER O ANULAR DO FURO)
- ϕ ÂNGULO DE ATRITO DO MACIÇO
- C COESÃO DO MACIÇO
- m, n, α, β PARÂMETROS DO MATERIAL ROCHOSO
- σ PESO ESPECÍFICO DO TERRENO



4 – DETERMINAÇÃO DA MALHA E DO COMPRIMENTO DAS ANCORAGENS

Uma vez estimado o volume máximo de material que se prevê que possa vir a ser mobilizado durante a vida útil da obra, apenas resta escolher o tipo mais adequado de ancoragem e definir as malhas segundo as quais serão colocadas.

Como se viu em 2., a colocação de tirantes conduz à formação de um arco protector de espessura mínima e (Fig. 1). A igualdade

$$P_i = \frac{P \cdot r \cdot (1 - \sin \Theta)}{e \cdot (1 + \sin \Theta)} \quad 13)$$

onde r é o raio da “fibra média” do “arco comprimido”, destinada a traduzir a pressão vertical do terreno P , em termos da pressão radial p_i a ser aplicada pelos tirantes no contorno da escavação, apesar da sua insegura justificação (trata-se afinal de simples adaptação de uma conhecida fórmula da Resistência dos Materiais) tem sido usada com êxito na determinação do mais conveniente esquema de distribuição dos tirantes. Neste contexto, obter-se-á a melhor solução jogando com o seu comprimento e espaçamento, para uma dada capacidade de trabalho, de modo a conseguir-se um máximo de espessura do arco para um mínimo de tirantes com o menor comprimento, por secção. Convirá obedecer na medida do possível a malhas quadradas para se obter uma “espessura” regular da região comprimida e parece-nos satisfatória a determinação dessa “espessura”, tirando rectas a 45° pela placa e pela extremidade da ancoragem. Com efeito, se alguns autores argumentam que se deverá tomar

$$\Theta = 45^\circ - \frac{\Theta}{2} \quad 14)$$

o fenómeno não está suficientemente esclarecido para que haja vantagem prática na adopção desta relação. Aliás, as próprias descontinuidades e alterações locais da litologia, por si sós tornam aleatória a distribuição das linhas de força, sendo algo irrelevante levar mais longe esta discussão.

Note-se ainda que não deverão ser usados dispositivos de tirantes cuja capacidade de trabalho exceda a tensão de cedência do terreno e que determinem prismas descomprimidos incompatíveis com a sua auto-sustentação ou com o revestimento que eventualmente se lhes associar (geralmente concreto projectado e rede metálica). Como por outro lado haverá vantagem em usar o menor número de furos, existirá sempre em cada caso concreto um limite inferior da

viabilidade económica da capacidade de trabalho dos tirantes e um limite superior determinado pelo contexto geomecânico.

Cording *et al* (1971) admitem que em grandes escavações é constante a relação entre o comprimento dos tirantes e as dimensões dos vazios. Esta hipótese insere-se no mesmo quadro mental que levou à formulação da doutrina já exposta em 3., pelo que aqui não repetiremos os comentários aí tecidos a seu respeito.

Se de uma maneira geral e sob um ponto de vista geomecânico, há vantagens reais em utilizar tirantes cujos efeitos compressivos se não limitam a prevenir a desagregação pós-rotura da rocha como o fazem os chumbadores, mas praticamente afastam essa possibilidade quando bem dimensionados, casos há em que eles se mostram ineficientes, sendo conveniente tomar a precaução de escolher criteriosamente o tipo de ancoragem a adoptar. Lang (cit. Jaeger e Cook, 1971) verificou laboratorialmente que o espaçamento entre tirantes não devia ser superior a sete vezes a dimensão média dos blocos que constituem o maciço ou o contorno fracturado de uma escavação. Assim, em terrenos muito fracturados ou de má qualidade, a injeção com nata de cimento até uma profundidade suficiente para melhorar as características de auto-sustentação da secção e a aplicação de chumbadores simples de aço, são as medidas mais adequadas a tomar.

Também em zonas traccionadas se não deverão usar tirantes. Sendo A_1 o estado de tensão na região em apreço (Fig. 14), a aplicação da compressão pelo tirante (A_2), sujeitará a rocha a uma situação de rotura. Neste caso a solução seria ancorar os tirantes fora da zona traccionada, sendo o perfil da galeria suportado por suspensão, ou chumbar e injectar a área traccionada beneficiando

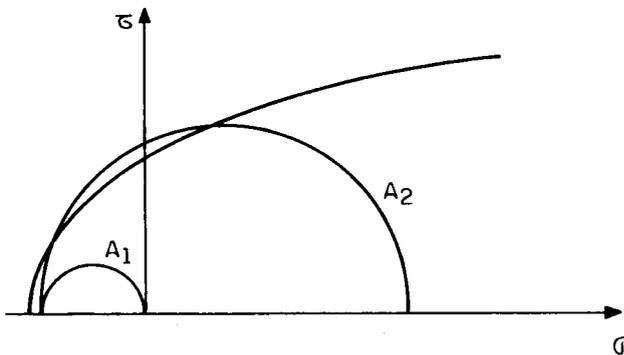


Fig. 14

os seus parâmetros geomecânicos. Incliná-los de modo a introduzir duas componentes compressivas (Fig. 15) é um artifício de sucesso duvidoso e que leva a desperdiçar uma boa parte do seu comprimento útil.

Vem a propósito referir que é geralmente irrelevante o uso de tirantes em poços circulares. Admitindo que o estado de tensão normal ao eixo do

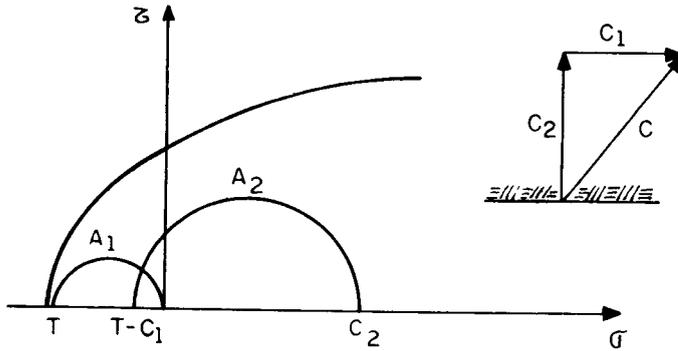


Fig. 15

poço é isotrópico e elástico as tensões radiais e tangenciais no seu contorno serão respectivamente, nula e dupla das tensões horizontais. Nestas condições o material rochoso não terá tendência a deformar-se no sentido do vazio e não haverá necessidade de aplicar qualquer revestimento nas paredes. Caso haja fracturação do contorno (Fig. 16) (ou porque a profundidade é elevada ou porque a rocha é, já de si, localmente muito compartimentada) haverá então conveniência em evitar a desagregação desse material usando chumbadores simples, muito mais económicos do que os tirantes.

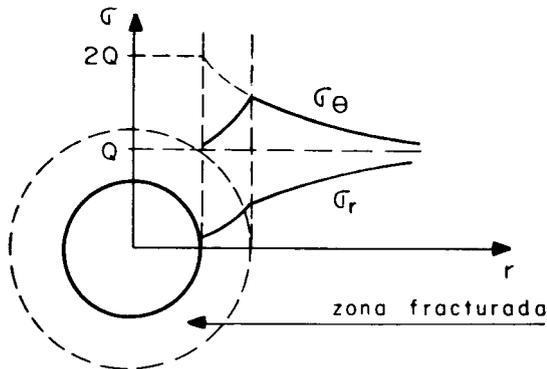


Fig. 16

Para o dimensionamento dos chumbadores em obras de média a grande envergadura, aconselha-se a execução de ensaios de arrancamento *in situ*, sem o que será difícil fazer qualquer estimativa. Uma vez conhecida a carga mínima média de arrancamento S é possível calcular a tensão de aderência σ_a em função do comprimento l da haste através da igualdade

$$\sigma_a = \frac{S}{\pi \cdot d \cdot l} \quad 15)$$

onde d é o diâmetro do chumbador.

É evidente que o valor de σ_a depende muito do local da execução do ensaio, ou seja, da litologia, sendo possíveis roturas ao longo da ligação chumbador/concreto, concreto/rocha, no próprio concreto ou através de feições desfavoráveis do terreno. Dever-se-á estar atento, porque neste último caso a extrapolação de σ_a para outras áreas do maciço se torna problemática.

5 – ACOMPANHAMENTO DA OBRA COM REFORMULAÇÃO DAS HIPÓTESES DE CÁLCULO

Estabelecido o tipo de tirante ou chumbador a instalar, o seu comprimento e a malha a que se deverá obedecer, em termos de projecto muito pouco há a acrescentar.

Na grande maioria dos casos, o projecto de ancoragem de uma escavação subterrânea antecede a sua abertura, pelo que a previsão das condições litológicas que serão encontradas, se baseia na extrapolação dos elementos fornecidos pelos levantamentos geológicos efectuados na região. Dependendo da minúcia e da complexidade da geologia local, ter-se-ão desvios mais ou menos acentuados em relação às previsões de projecto que exigirão a adaptação das medidas propostas às condições reais da obra.

Em trabalhos de grande porte é habitual fazer-se o mapeamento geológico das superfícies expostas. Estes elementos associados a um adequado programa de instrumentação poderão ser de enorme valia, inclusive conduzindo a reformulações que permitam o aligeiramento das medidas aconselhadas.

Jaeger e Cook (1971) mostraram que é possível deter o fracturamento das escavações, limitando as deformações do seu perfil. Portanto poder-se-á reduzir substancialmente o relaxamento do maciço, responsável pelo desenvolvi-

mento dos esforços no revestimento, controlando a convergência do contorno das escavações. Por isso convirá aplicar as ancoragens logo após o desmonte, tirando partido do atraso no aparecimento das primeiras deformações importantes pós-escavação, para favorecer as futuras condições de segurança dos suportes.

Um outro aspecto de grande interesse e muito pouco investigado diz respeito à definição *in situ* de pressões óptimas de equilíbrio p_i (tirantes versus maciço), para as quais se equivalem as deformações dos suportes e do terreno. As relações de Cording *et al* nada mais pretendem afinal, do que tentar estabelecer estatisticamente essas pressões de equilíbrio para grandes escavações, onde os problemas de sobredimensionamento são de consequências económicas mais graves.

As curvas intrínsecas dos maciços obtidas convencionalmente [$f(p)$] e os elementos fornecidos pela instrumentação antes e após a aplicação das ancoragens, usando dispositivos adequados de medidores de convergência e células de carga ou dinamómetros, são do maior interesse para o esclarecimento desta problemática (Fig. 17). O nosso desconhecimento das propriedades do “arco com-

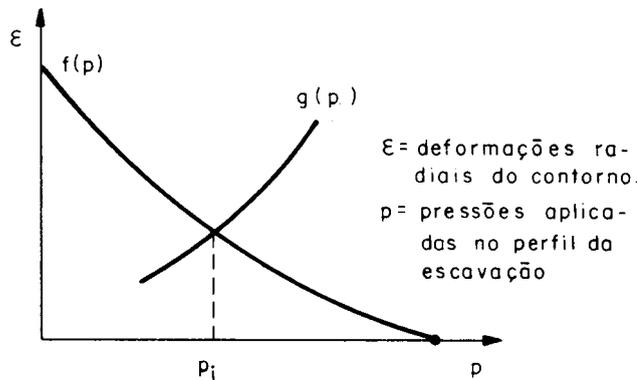


Fig. 17

primido” e das suas leis [$g(p)$], dificulta extremamente a determinação dessas pressões de equilíbrio, pelo que no presente estado do nosso conhecimento do assunto, a simulação do fenómeno sob diferentes condições do terreno através de Métodos Numéricos como o dos Elementos Finitos, muito ajudaria a esclarecer este aspecto de capital importância.

6 – CONCLUSÃO

Acerca das limitações da presente exposição julgamos já ter feito suficiente menção em páginas anteriores. Apenas acrescentaremos que existem critérios de projecto e inclusive, outras formas de visualizar o assunto que não foram sequer aqui referidos.

Sendo a Mecânica de Rochas uma ciência recente, há ainda uma certa dúvida quanto à melhor forma de abordar certas matérias, sendo arriscado generalizar processos. Cada problema proposto, em maior ou menor grau, é um caso peculiar, exigindo critérios e raciocínios específicos cuja abordagem exaustiva não seria possível nem caberia nos limites desta exposição.

AGRADECIMENTO

O autor agradece os comentários ao original dos Professores F. Mello Mendes do Instituto Superior Técnico de Lisboa, C. Diniz da Gama do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo e Milton Kanji da Escola de Engenharia de São Carlos, bem como a apreciação do Geólogo J. Oliveira Campos e o incentivo de todas as pessoas que tornaram possível a publicação destas notas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- a) BARTON, N., R. LIEN and LUNDE – “Engineering Classification of Rock Masses of Tunnel Support” – Rock Mechanics, Vol. 6, n.º 4, New York, 1974.
- b) BARTON, N., R. LIEN and J. LUNDE – “Estimation of Support Requirements for Underground Excavations” – 16th Symposium on Rock Mechanics, Minnesota, 1975.
- c) BISCHOFF, J. A. and J. D. SMART – “A Method Computing a Rock Reinforcement System” – 16th Symposium on Rock Mechanics, Minnesota, 1975.
- d) COATS, D. F. and R. SAGE – “Rock Anchors in Mining, a Guide for Their Utilization and Installation” – Technical Bulletin, Ottawa, 1973.
- e) CORDING, E. J., A. J. HENDRON and D. U. DEERE – “Rock Engineering for Underground Caverns” – ASCE, Symposium on Underground Chambers, Phoenix, Arizona, 1971.
- f) DELITALA, G. F. – “Calcul des Revêtements de Tunnels” – Dunod, Paris.
- g) DUVALL, W. I. and L. OBERT – “Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock” – John Willey and Sons, Inc. 1967.

- h) FERREIRA, M. J. E. – “Métodos Modernos de Dimensionamento de Túneis” – Geotecnia, Lisboa, 1976.
- i) GAMA, C. DINIS DA – “Estabilização de Escavações Subterrâneas” – Construção Pesada n.º 90, São Paulo, Julho/1978.
- j) HARTMANN, B. E. – “Rock Mechanics Instrumentation for Tunnel Construction” – Terrametrics, Inc., 1967.
- k) JAEGER, J. C. and N. G. W. COOK – “Fundamentals of Rock Mechanics”, Science Paperbacks, 1971.
- l) LITTLEJOHN, G. S. and D. A. BRUCE – “Rock Anchors – Design and Quality Control” – 16th Symposium on Rock Mechanics, Minnesota, 1975.
- m) MENDES, MELLO – “Mecânica das Rochas” – AEIST, Lisboa, 1968.
- n) SZÉCHI, KÁROLI – “The Art of Tunneling” – Budapest Akademi Kiadó, 1966.
- o) TALOBRE, J. A. – “La Mécanique des Roches” – Dunod, Paris, 1967.