FERNANDO FUJIMURA

Eng.º de Minas, Escola Politécnica da USP - 1969

CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ROCHAS FRATURADAS

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do Título de Mestre em Engenharia

Orientador:

PROF. DR. WILDOR THEODORO HENNIES

Prof. Adj. do Depto. de Engenharia de Minas da EPUSP

SÃO PAULO
1981

Aos meus pais,

aos meus irmãos,

À APARECIDA
e
REBECA

O autor deseja expressar a gratidão ao Prof. Dr. Wildor Theodoro Hennies pelo incentivo e orientação neste trabalho.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, especialmente à Divisão de Minas e Geologia Aplicada onde foi possível realizar a maior parte do trabalho e pesquisa bibliográfica.

A Themag Engenharia Ltda e ao Departamento de Minas da USP pelas facilidades concedidas.

Aos amigos do IPT pelo apoio.

Ao amigo Shigueru Miyamoto pela ilustração das peças gráficas.

A Bernadete Massinelli de Toledo pela dedicação na datilografia do texto.

RESUMO

A presente dissertação enfoca as características de resistência ao cisalhamento e os mecanismos básicos que governam o fenômeno de atrito em rochas fraturadas.

Especial atenção é dedicada à identificação de fatores geométricos e geotécnicos importantes e a sua relação com o comportamento e esforços resistentes de rochas fraturadas.

A caracterização de fraturas por meio de parâmetros geomecânicos adequados permitirá incluí-los nos modelos de cálculo e simular mais realisticamente o comportamento geomecânico do maciço rochoso fraturado.

SUMMARY

This thesis focuses on the shear strenght and mechanisms that change the shear characteristics of jointed rocks.

Special attention was devoted to the identification of geometric and geotechnical factors and its relationship with the behavior and strenght of jointed rocks.

The characterization of the fractures by apropriated geomechanical parameters will permite to include them in the models and to simulate more realistically the behavior of fractured rock mass.

ÍNDICE

	Pg.
1 INTRODUÇÃO	01
2 GENERALIDADES	03
2.1 Histórico	03
2.2 Influência das Descontinuidades Geológicas	04
2.3 Importância e os Tipos de Descontinuidades Geológicas	08
3 JUNTAS ROCHOSAS	10
3.1 Origem	10
3.2 Ocorrência	13
3.3 Investigação	14
3.3.1 Frequência e espaçamento	15
3.3.2 Comprimento	16
3.3.3 Rugosidades e irregularidades	17
3.4 Análises	21
4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ROCHAS FRATURADAS	25
4.1 Teoria de Deslizamento em Rochas Fraturadas	25
4.2 Métodos de Ensaios	35
4.2.1 Cisalhamento por rotação	36
4.2.2 Cisalhamento sob carregamento triaxial	36
4.2.3 Cisalhamento direto-laboratório e campo	38
4.3 Técnicas de Ensaio	43
4.4 Fatores que Influem nas Características de Cisalhamento	47
4.4.1 Fatores geométricos	48
4.4.2 Fatores geotécnico-geomecânicos	57

	Pg.
4.4.3 Fatores tensoriais	62
4.5 Parâmetros Geomecânicos	69
4.5.1 Parâmetros de resistência	70
4.5.2 Parâmetros de comportamento	71
5 CONCLUSÕES	76
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79

NOTAÇÕES

A maioria dos símbolos é definida no próprio texto quando mencionados, porém os mais usuais são os seguintes:

C_o	Resistência a compressão uniaxial
S	Resistência ao cisalhamento, ou carga de cisalhamento
C	Coesão
T	Carregamento tangencial de cisalhamento
N	Carregamento normal
Δh	Acréscimo de deslocamento tangencial ou longitudinal
Δe	Acréscimo de deslocamento normal
A	Área da base do bloco de ensaio
A_i	Área de contato entre irregularidades
λ	frequência de juntas
δ	Espaçamento médio entre as juntas
μ	Coefficiente de atrito
σ	Tensão normal
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Componentes da tensão normal
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
τ	Tensão de cisalhamento
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$	Componentes da tensão de cisalhamento
τ_{max}	Tensão máxima de cisalhamento
i	Ângulo de irregularidade
$\phi\mu$	Ângulo de atrito residual ou de resistência última
k_n	"Unit normal stiffness"
k_t	"Unit normal stiffness"

LISTA DE FIGURAS

E

TABELAS

- Figura 1 - Papel da Descontinuidade na Resistência ao Cisalhamento.
- Figura 2 - Seção Esquemática do Deslizamento do Talude Natural na Barragem de Vaiont.
- Figura 3 - Característica de Resistência ao Cisalhamento.
- Figura 4 - Envoltória de MOHR e seus Planos de Ruptura.
- Figura 5 - Desenvolvimento de Juntas de Tração e Compressão (Apud RAMSAY, 1967).
- Figura 6 - Representação Esquemática de juntas Sistemática e não Sistemática.
- Figura 7 - Frequência de Fraturas no Plano de Observação (HUDSON e PRIEST - 1979).
- Figura 8 - Medidas de Amplitude e Comprimento das Irregularidades
- Figura 9 - Ilustração Esquemática das Cinco Categorias de Irregularidades (Apud PITEAU - 1970).
- Figura 10 - Irregularidades de Primeira Ordem (ondulações) e Irregularidades de Segunda Ordem (rugosidades) (Apud PATTON e DEERE - 1970).
- Figura 11 - Medidas de Rugosidade de Superfície Rochosa com Diferentes Comprimento de Base.
- Figura 12 - Distribuição e Relação entre Sistema de Juntas (Apud BARTON - 1975).
- Figura 13 - Contato entre Superfícies Irregulares.

Figura 14 - Planos de Deslizamento no Contato entre Partículas Granulares.

Figura 15 - Envoltória de Cisalhamento com Diferentes Inclinação e Números de Dentes.

Figura 16 - Envoltória Teórica Típica para Superfícies Irregulares.

Figura 17 - Mecanismo de Ruptura do "Dente" em função da Força de Cisalhamento e Deslocamento Horizontal.

Figura 18 - Figura Esquemática dos Componentes da Força de Cisalhamento.

Figura 19 - Cisalhamento por Torção de Cilindros.

Figura 20 - Célula Triaxial Concebida por HOEK e FRANKLIN.

Figura 21 - Método do Deslizador.

Figura 22 - Cisalhamento Simples em Amostras Cilíndricas (Apud PROTODYAKNOV - 1969).

Figura 23 - Cisalhamento Simples em Amostras Cúbicas (Apud PROTODYKONOV - 1969).

Figura 24 - Esquema de Montagem de Ensaios de Cisalhamento Utilizado pelo IPT, Caixas de 20 x 20 cm.

Figura 25 - Dispositivo para Ensaios de Cisalhamento em Laboratô-rio Desenvolvido por I.G. GONCHAROV para Amostras de Grandes Dimensões. (Apud EVDOKIMOV e SAPEGIN - 1967).

Figura 26 - Montagem Esquemática de Ensaios de Cisalhamento Direto "In Situ" em Blocos de 70 x 70 cm.

Figura 27 - Ensaios de Cisalhamento Direto com Única Direção de Carregamento.

Figura 28 - Prensa com Única Direção de Carregamento Idealizada por PROTODYAKONOV.

Figura 29 - Ensaios de Cisalhamento Direto com Duas Direções de Carregamento.

Figura 30 - Ensaios de Cisalhamento Direto com Carga Normal Excêntrica.

Figura 31 - Resultados de Ensaios em Fraturas Artificiais (Apud SCHNEIDER - 1972).

Figura 32 - Relação entre Superfícies de Contato e Dilatância Durante Cisalhamento (Apud FECKER e RENGERS - 1971).

Figura 33 - Relação entre $\arctg \tau/\sigma$ e a Dilatância.

Figura 34 - Relação entre σ/C_0 e Ângulo de Dilatância (i).

Figura 35 - Resistência ao Cisalhamento e Dilatância.

Figura 36 - Mudanças no Comportamento em Função do Comprimento da Fratura (Apud BANDIS - 1979).

Figura 37 - Efeito condicionado pelo Tamanho do Bloco (BARTON e CHOUBEY - 1977).

Figura 38 - Curva de Resistência ao Cisalhamento sob Tensões Normais Diferentes.

Figura 39 - Distribuição de Tensões no Plano de Ruptura (Apud LORENTE DE NO - 1968).

Figura 40 - Distribuição de Tensões na Base do Bloco.

Figura 41 - Estudo Comparativo da Distribuição e Concentração de Tensões na Base do Bloco.

Figura 42 - Elementos de Juntas k_t e k_n Definidos por GOODMAN.

Figura 43 - Diagrama de Ilustração da Influência do Fechamento da Junta e Resistência da Parede Rochosa.

Figura 44 - "Unit Shear Stiffness" da Junta em Função da Dimensão do Bloco e da Tensão Normal de 3,5 - 7,0 - 35,0 - 70,0 kgf/cm² (Apud BARTON - 1972).

LISTA DE TABELAS

Tabela I - Classificação de Espaçamento de Juntas - After I.S.R.M - 1975

Tabela II - Classificação de Tamanho de Bloco - After I.S.R.M - 1975

Tabela III - Curvas Características de Comportamento.

I INTRODUÇÃO

Quando em 1928 a Barragem de St. Francis, no Sul da Califórnia, ruíu, vitimando pessoas e causando prejuízos de milhões de dólares, a engenharia despertou para um fato extremamente importante: as medidas de segurança de um projeto envolvem muito mais do que um dimensionamento estrutural criterioso das construções.

Antes desse lastimável evento nem todos compreendiam a necessidade de um estudo cuidadoso dos condicionantes geológicos locais, precedendo o projeto das estruturas.

A partir de então a caracterização geotécnica do meio ambiente tornou-se obrigatória na elucidação de propriedades e comportamentos perante às ações provenientes das obras de engenharia.

Em relação ao maciço rochoso, o comportamento geomecânico de rochas fraturadas tem merecido atenção de vários investigadores e a sua importância destaca-se em inúmeros trabalhos existentes na bibliografia especializada.

Com a noção de atrito ϕ e coesão C , introduzida pela Teoria de Navier-Coulomb, as análises de estabilidade passaram a ser realizadas utilizando esses parâmetros como valores característicos do material ou para definir envoltórias de cisalhamento.

Todavia, a rápida evolução de modelos matemáticos determinada pelo uso rotineiro de computadores introduziu, na técnica de análises estruturais, importante avanços requerendo parâmetros geomecânicos adequados para traduzir as complexas interações entre as estruturas e maciços rochosos.

Nesse contexto as características de cisalhamento de rochas fraturadas exercem uma influência significativa no comportamento geomecânico e nas condições de estabilidade do maciço rochoso.

Assim, o conhecimento de fatores e mecanismos que alteram essas características pode representar um passo fundamental na escolha de

soluções seguras, simples e econômicas, adequadas com os condicionantes geológicos locais.

2 GENERALIDADES

2.1 Histórico

O primeiro conhecimento sobre as leis que governam as características de atrito em superfícies contínuas e homogêneas data por volta do século 16 e foi apresentado por Leonardo da Vinci. Conforme mais tarde observado por Mac CURDY (1938), essas leis versavam sobre a proporcionalidade direta entre o atrito e a força normal e da independência da área de contacto.

Contudo, essas leis caíram no esquecimento até 1699 quando G. Amonton, engenheiro francês, apresentou-as à Academia Real Francesa de Ciências. Entretanto elas somente tornaram-se conhecidas no meio científico através de trabalhos realizados por COULOMB (1875).

Mais tarde TERZAGHI (1925) investigou a origem do fenômeno de atrito e propôs como causa as ligações moleculares formadas na área real de contacto e a resistência ao corte dessas ligações.

Em rocha, a grande parte de nossos conhecimentos iniciais deriva de trabalhos de BOWDEN (1954) e do seu colaborador TABOR (1950,1964) que pesquisou atrito em superfícies metálicas.

Valores de atrito em superfícies lisas de rocha foram relatados por JAEGER (1959), BYERLEE (1967a), JAEGER e ROSENGREN (1969), COULSON (1972) e outros. Atritos em minerais isolados foram medidos por HORN e DEERE (1962).

Em superfícies rochosas naturais ou artificialmente produzidas tal fenômeno foi exaustivamente investigado por inúmeros pesquisadores como: MAURER (1966), LADANYI e ARCHAMBAULT (1969), SCHNEIDER (1974), GOODMAN (1974) e outros. A experiência adquirida e resultados dessas investigações constituem hoje fundamentos para compreensão do mecanismo de resistência ao cisalhamento de rochas fraturadas.

2.2 Influência das Descontinuidades Geológicas

Dentre os vários fatores é inegável a influência das descontinuidades geológicas nas características de deformabilidade e resistência mecânica de maciços rochosos.

A redução da resistência é tanto mais acentuada quanto mais a atitude das descontinuidades for paralela à direção de carregamentos, sejam eles naturais ou impostos. Em tais circunstâncias a resistência passa a ser controlada quase exclusivamente pela característica geométrica e geotécnica dessas descontinuidades. As condições de estabilidade se alteram de acordo com o material de preenchimento, que afeta diretamente as curvas de mobilização de resistência ao longo dessas descontinuidades, Figura 1.

Figura 1 - Papel da Descontinuidade na Resistência ao Cisalhamento

Presença de descontinuidades nas rochas de fundação e mudanças nas condições naturais de equilíbrio provocaram rupturas na Barragem de Malpasset na França e Barragem de Yellowtail em Montana - USA.

Contudo, o mais grave acidente registrado na História com vítimas aconteceu na Itália com a Barragem de Vaiont.

Em outubro de 1963, um catastrófico deslizamento ocorreu ao longo de descontinuidade litológica, segundo planos de estratificação das camadas sedimentares no talude natural do lado esquerdo do reservatório, Figura 2. Segundo LANE (1966) cerca de 2,4 km de extensão e 220 milhões de m^3 de volume de material deslizou em direção ao reservatório em alguns segundos. Em consequência, uma gigantesca onda de 150 m de altura galgou a crista da Barragem e seguiu vale abaixo destruindo a Vila Longarone causando a morte de 2.050 pessoas.

Tais eventos motivaram nestes últimos anos intensa campanha de investigações visando determinar as variáveis que regem as características de resistência ao cisalhamento dessas descontinuidades.

Figura 2 - Seção Esquemática do Deslizamento do Talude Natural na Barragem de Vaiont.

MÜLLER (1963a) sugere uma redução de até 1/300 na resistência intrínseca da rocha devido a presença de planos de fraqueza. Em parte, essas reduções se devem à incapacidade dessas descontinuidades de resistirem ao esforço de tração.

Os estudos realizados por ZARUBA e MENCL (1969) confirmam a importância dos planos de acamamentos com forte mergulho como causa de grandes deslizamentos rochosos.

No âmbito mundial, BARTON (1977) observa que os planos paralelos ao acamamento rochoso são as feições estruturais mais frequentes em deslizamentos ocorridos.

Guardadas as devidas proporções, as curvas de mobilização de resistência ao cisalhamento de tais descontinuidades são qualitativamente comparáveis às aquelas obtidas em ensaios usualmente realizados em laboratório e campo, Figura 3a.

No caso I, acha-se representada a curva característica de ruptura, ao longo de uma superfície irregular, contato rocha-rocha, sob esforço normal N. A carga tangencial de cisalhamento (S), atinge um valor máximo com pequenos deslocamentos, instante em que ocorre uma queda brusca seguido de redução progressiva até atingir o patamar. A resistência no caso, após ultrapassar o valor máximo, diminui gradualmente com o deslocamento até atingir assintoticamente o valor mínimo que corresponde à resistência última (ultimate strenght), também conhecido como resistência residual em analogia a solos.

No caso II, em superfície plana ou preenchida de argila, a resistência cresce continuamente com o deslocamento até atingir o patamar da resistência última.

A figura 3b, ilustra as envoltórias de resistência intrínseca, para cada um dos casos, sob o mesmo carregamento normal. A distância vertical entre as envoltórias indica a redução de re-

sistência determinada pelas características superficiais da rocha fraturada.

O tipo de ruptura descrito no caso I envolve em geral movimento coletivo de maciço rochoso que, após deslocamentos lentos de pequena extensão, inicia bruscamente o movimento rápido incontável de duração relativamente curta, envolvendo volume de escorregamento em geral bem definido.

No caso II, os movimentos são contínuos, progressivos e geralmente lentos e podem apresentar ou não volume definido ao longo da superfície de movimentação. Via de regra ocorrem grandes deformações ou deslocamentos antes do movimento se tornar incontável.

Assim o conhecimento das curvas de mobilização de resistência ao cisalhamento, obtidas através de ensaios, pode orientar a solução técnico-econômica, quando não a própria concepção da obra.

Figura 3 - Característica de Resistência ao Cisalhamento

2.3 Importância e os Tipos de Descontinuidades Geológicas

Os maciços rochosos invariavelmente contêm numerosas superfícies reais ou descontinuidades potenciais, tais como: juntas, acamamentos, contatos litológicos, clivagens, xistosidades, esfoliações, zonas cisalhadas, falhas e etc..

O comportamento geomecânico reflete a presença dessas descontinuidades acrescidas da influência de: água, campo de tensões, resistências mecânicas, deformabilidade e permeabilidade.

Em bases geológicas, podem ser estabelecidas as diferenças entre as descontinuidades acima referidas conforme apresentadas por LEET e JUDSON (1971).

Dentre elas observa-se que as juntas rochosas são de longe a estrutura geológica mais comum da crosta terrestre. Elas são definidas por PRICE (1966) como fendas ou fraturas na rocha ao longo das quais não tenham ocorridos deslocamentos significativos.

Normalmente, elas ocorrem em sistema ou conjuntos mais ou menos paralelos e regularmente espaçados. As vezes, se apresentam em sistemas múltiplos cortando em várias direções, compar^{ti}mentando totalmente o maciço rochoso.

Por esta razão, a importância da junta reside em converter as rochas, mesmo as homogêneas e compactas, em material fisicamente descontínuo e separado em partes pelas superfícies fraturadas tornando-as susceptíveis a deslizamentos.

Assim, a caracterização da junta para fins de engenharia de-ve-se iniciar pela quantificação das feições morfológicas e geométricas importantes dessas superfícies.

Sua presença tem sido frequente e inevitável nas obras civis e mineiras. Sua influência é particularmente sentida nas rochas de fundação dos Aproveitamentos Hidroelétricos Brasileiros, exigindo análises cuidadosas e métodos construtivos adequados.

Pela significativa presença das juntas nas rochas fraturadas e nas superfícies potenciais de escorregamento, descrevem-se a seguir aspectos relacionados com a gênese, investigação e análises.

3 JUNTAS ROCHOSAS

3.1 Origem

Segundo WILLIS e WILLIS (1934) são feições secundárias de ações tectônicas e como tais se relacionam com as feições estruturais dominantes na região, a saber: eixo de dobramento, falhas de empurrão, bordas de bacia, soerguimentos de montanha, etc..

Do ponto de vista genético a maioria das juntas é plano de ruptura resultante de um campo de tensões e, portanto, a direção e o mergulho guardam uma relação definida com as tensões principais (σ_1, σ_2 e σ_3) que atuaram na época.

De acordo com o critério de MOHR (1900) a fratura ocorre sob estado de tensões correspondente ao ponto de tangência da envoltória no Círculo de MOHR. A inclinação do plano de ruptura em relação a tensão principal maior (σ_1) é representada pelo ângulo θ . A normal ao plano de ruptura faz um ângulo β com a direção de σ_1 , Figura 4.

Durante estágios iniciais de dobramento, a distribuição de tensões muda vagarosamente prevalecendo as tensões de tração nas regiões superficiais formando inicialmente juntas de tração no topo do anticlinal, enquanto na parte mais profunda da borda as tensões de compressão deverão atingir valores elevados para provocar as rupturas, Figura 5.

As juntas podem ser resultados de peso de camadas sobrejacentes, forças de compressão, acoplamento regional, movimentos na crosta e contrações por resfriamento e ressecamentos etc. Segundo PRICE (1959), a junta se desenvolverá até uma certa profundidade e cessará assim que a região dominada por materiais de comportamento plástico é atingida, quando se considera apenas a força de gravidade.

Figura 4 - Envoltória de MOHR e seus Planos de Ruptura

Figura 5 - Desenvolvimento de Juntas de Tração e Compressão
(Apud RAMSAY, 1967)

Conforme observado por DE SITTER (1956), as juntas e as falhas podem ter origem comum pois em escavações subterrâneas ou a céu aberto as juntas se tornam mais frequentes com a aproximação das falhas.

Segundo TWIDALE (1973), qualquer mecanismo de formação de juntas pode ser explicado por uma das duas Teorias: Exogenética ou Endogenética. Contudo, essas Teorias defendem ponto de vista diametralmente oposto há mais de 130 anos quanto a forma da superfície terrestre. Sob ponto de vista Endogenética, a mais antiga das duas, as juntas se desenvolveram no embasamento cristalino e a forma da superfície terrestre resulta dessa estrutura interna.

A Teoria Exogenética, com a hipótese de alívio de tensões e da descompressão rochosa defendida por GILBERT (1904), foi inquestionavelmente aceita por muitos geólogos a ponto de ser adotado como termo genético "juntas de descompressão". A sua principal característica é aceitar a geometria da junta como uma resposta à forma da superfície terrestre.

No quadro abaixo resumem-se os principais fatores responsáveis pela formação de juntas, em cada uma das Teorias.

EXOGENÉTICA	ENDOGENÉTICA
Insolação - BARTON (1916) GRIGGS (1936)	Injeção Plutônica WHITNEY (1865)
Alteração Química BLACKWELDER (1933)	Expansão Metassomática BRAJNIKOV (1953)
Alívio de Tensões CHAPMAN (1956)	Soerguimento Vertical KRANCK (1957) Compressão Lateral TWIDALE (1964, 1971)

3.2 Ocorrência

Em função do modo de ocorrência, as juntas podem ser classificadas em sistemática e não sistemática.

As juntas sistemáticas são aquelas em que as juntas individuais são paralelas ou sub-paralelas entre si.

As juntas não sistemáticas não possuem padrões definidos e frequentemente terminam cortadas pelas juntas sistemáticas, Figura 6.

Figura 6 - Representação Esquemática de Juntas Sistemática e Não Sistemática

As juntas ocorrem em todas as escalas. O sistema mais importante do ponto de vista da continuidade é denominado de principal, e elas se estendem de dezenas a centenas de metros.

O conjunto de fraturas que intercepta as juntas principais é conhecido como juntas transversais e são usualmente de menor.

importância e se apresentam mais curvadas e irregularmente espaçadas, HODGSON (1961). Todavia, sob aspecto de comportamento geomecânico, os dois sistemas podem ser igualmente importantes.

O espaçamento entre as juntas pode variar de metros a escala microscópica. Contudo, as juntas finamente espaçadas são frequentemente consideradas como feição da própria rocha.

As juntas podem se apresentar preenchidas de material argiloso, expansivo ou não, ou então com vários minerais tais como, calcita, quartzo, dolomita selando, às vezes, totalmente a fenda. Em casos de juntas abertas elas podem conter água sob pressão, constituindo-se no caminho preferencial de percolação.

Juntas devido à contração por resfriamento ou ressecamento são fraturas de alívio e cortam o maciço rochoso em forma colunar, bastante típico em superfícies de derrames basálticos e diques de diabásio. Contudo, estas feições também podem ocorrer em granitos e em algumas rochas metamórficas.

3.3 Investigação

A análise de comportamento geomecânico do maciço rochoso deve incluir o conhecimento das características geométricas da estrutura rochosa.

Nesse sentido, um dos aspectos mais importantes é a coleta sistemática e análise dos dados visando melhorar o conhecimento básico da geometria estrutural do maciço rochoso.

Os principais fatores a serem considerados são os seguintes:

- . frequência e espaçamento;

- . comprimento
- . rugosidades e irregularidades.

3.3.1 Frequência e espaçamento

O número de juntas presente num maciço rochoso é usualmente expresso em frequência de juntas (λ) que é definida como o número médio de juntas por unidade de comprimento, contado ao longo de um furo de sondagens ou na extensão de uma linha esticada sobre a superfície rochosa. O espaçamento médio (δ) representa a distância média entre fraturas e é indicado por:

$$\delta = \frac{1}{\lambda}$$

Em um sistema simples, plano e paralelo de juntas, Figura 7a, a frequência λ é a medida ao longo de uma linha perpendicular à direção das juntas, método que pode ser utilizado facilmente no campo.

FIGURA 7a

FIGURA 7b

Figura 7 - Frequência de Fraturas no Plano de Observação (HUDSON, PRIEST - 1979)

Se a frequência de junta for determinada segundo uma linha inclinada de θ em relação a linha perpendicular, o valor será λ_θ , expressa por:

$$\lambda_\theta = \lambda \cos \theta$$

Em caso de dois sistemas de juntas com traços ortogonais na superfície rochosa, com frequências de fraturas λ_1 e λ_2 , Figura 7b, o valor λ_θ ao longo de uma linha arbitrária fazendo um ângulo θ com a direção λ_1 é dada por:

$$\lambda_\theta = \lambda_1 \cos\theta + \lambda_2 \sin\theta$$

Da expressão acima conclui-se que o valor máximo pode ser obtido por:

$$\frac{\partial \lambda_\theta}{\partial \theta} = 0$$

Nestas condições o λ_θ máx. ocorre quando o ângulo θ é dado por:

$$\operatorname{tg}\theta = \lambda_2/\lambda_1 \quad \therefore \lambda_\theta \text{ máx.} = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2}$$

O princípio de adição das contribuições de cada sistema de junta, permite determinar a sua frequência num caso tridimensional para qualquer número de sistemas presente no maciço rochoso.

$$\lambda_\theta = \sum_{i=1}^n \lambda_i \cos\theta_i$$

onde:

λ_i é a frequência média no i - ésimo sistema sobre uma linha perpendicular a ele e θ_i é o ângulo agudo entre a direção da linha de observação e a normal ao i - ésimo sistema.

Dada a orientação da linha de observação ou do furo de sondagens e a normal de cada sistema de juntas, o valor de θ_i pode ser rapidamente determinado pela projeção estereográfica, conforme sugerido por HUDSON e PRIEST (1979).

3.3.2 Comprimento

O comprimento de juntas é medido diretamente numa superfície exposta, quer em afloramentos, taludes ou em paredes de túneis, escolhendo convenientemente a área de observação.

O comprimento médio de juntas (L_t), segundo LAMA (1978) pode ser indicado por:

$$L_t = \frac{\text{área total de observação}}{\text{comprimento total de juntas} \times \text{número de juntas}}$$

Como as juntas visíveis são traços de planos de fraturas na superfície exposta, o comprimento de juntas será função da posição dessa superfície, da forma e dimensão do plano de fratura.

3.3.3 Rugosidades e irregularidades

A influência de irregularidades nas características de cisalhamento em superfícies denteadas foi minuciosamente investigada por PATTON (1966).

As principais conclusões acham-se relatadas no ítem 4.1, e o significado prático dessa influência foi demonstrado primeiramente em ensaios em modelos e posteriormente no campo através de exames de fotografias dos planos de acamamentos de taludes instáveis.

A inclusão dessas irregularidades nas análises de estabilidade determinou a necessidade de caracterizá-las quantitativamente através de parâmetros geométricos e classificá-las em função da dimensão, continuidade e natureza das irregularidades.

Uma das primeiras sugestões foi apresentada por PITEAU (1970) que sugere medir amplitude e comprimento com uma escala de 1 m de comprimento colocada sobre as irregularidades maiores, Figura 8.

Figura 8 - Medidas de Amplitude e Comprimento das Irregularidades
(Apud PITEAU - 1970)

Para irregularidades menores ele propõe cinco categorias de acordo com o modelo apresentado na Figura 9.

Figura 9 - Ilustração Esquemática das Cinco Categorias de Irregularidades (Apud PITEAU - 1970)

Com base na observação de campo PATTON e DEERE (1970), analisaram as irregularidades ao longo de planos de descontinuidades e propuseram classificar em irregularidades de 1ª ordem (ondulações) e irregularidades de 2ª ordem (rugosidades) em função da sua dimensão e continuidade, Figura 10.

Figura 10 - Irregularidades de Primeira Ordem (ondulações) e Irregularidades de Segunda Ordem (rugosidades) (Apud PATTON e DEERE - 1970)

FUJIMURA et alli (1976) examinaram as superfícies rugosas de dezenas de amostras de juntas de basalto coletadas para ensaios de cisalhamento e, apoiada na observação direta no campo, sugeriram as seguintes denominações em função da dimensão das irregularidades.

Dimensão das irregularidades
(cm)

1,0 a 2,0 x 10¹

Denominação

rugosidades

Dimensão das irregularidades
(cm)

$2,0 \times 10^1$ a $2,0 \times 10^3$
 $> 2,0 \times 10^3$

Denominação

ondulações
mergulhos

Visando obter a natureza de distribuição dos ângulos de irregularidades, FECKER e RENGGER (1971) desenvolveram um perfilografo e um instrumento expedito que utiliza bússola geológica acoplado numa base de comprimento variável para medidas de rugosidades.

Conforme observados por HOEK e BRAY (1974), os resultados obtidos ilustrados na Figura 11 revelam que as bases curtas fornecem valores de ângulos de rugosidades elevados e dispersos, que diminuem proporcionalmente com o aumento do comprimento da base.

BASES CURTAS FORNECEM VALORES ELEVADOS DE ÂNGULOS DE IRREGULARIDADES, COM BASES LONGAS OS ÂNGULOS RESULTAM MENORES (HOEK E BRAY 1974)

Figura 11 - Medidas de Rugosidades de Superfície Rochosa com Diferentes Comprimento de Base

3.4 Análises

Os resultados obtidos devem ser cuidadosamente analisados pois a caracterização das irregularidades e a sua relação com o comportamento geomecânico são chaves para a prática racional de projetos em Mecânica das Rochas.

A necessidade de representar com rigor os levantamentos realizados e a identificação de sistemas dominantes de fraturas presentes no maciço rochoso conduzem normalmente à métodos estatísticos de análises e processos gráficos de representação.

Dentre os vários métodos existentes, a projeção estereográfica utilizando diagrama de WULF (igual ângulo) ou diagrama de SHIMIDT-LAMBERT (igual área), representa a maneira mais conveniente para análises estruturais de feições geológicas.

A técnica de utilização tem sido extensivamente divulgada pela literatura especializada, notadamente nos trabalhos de FRIEDMAN (1964), GOODAMN (1963) e TERZAGHI (1962).

As juntas não são sempre contínuas e sua continuidade depende da natureza do maciço rochoso e dos esforços que deu origem a juntas.

A área da rocha que permanece intacta ao longo das fraturas é denominada de "ponte" e a relação "área efetiva da junta/ área total" é denominada de continuidade da junta por TERZAGHI (1962).

MÜLLER (1963) estudou a continuidade levando em consideração a frequência, espaçamento e comprimento médio de juntas e definiu os fatores de continuidades planas e volumétricas que representam respectivamente a somatória das áreas descontínuas por unidade de área e de volume.

Tais fatores podem fornecer excelentes indicações quanto a planos de fraqueza estrutural, porosidade, permeabilidade do maciço rochoso em diferentes direções.

Usualmente, os comprimentos de juntas são medidos e plotados em diagramas de frequências. Conforme observado por BARTON (1975), eles exibem uma relação linear em escala bi-logaritmica, Figura 12, quando as juntas medidas pertencem ao mesmo sistema de fraturamento ou apresentam a mesma distribuição. Em outros casos a relação se apresentará sob diferentes inclinações.

Figura 12 - Distribuição e Relação entre Sistema de Juntas (Apud BARTON - 1975)

HUDSON e PRIEST (1979), estudaram a variação da frequência de fraturas em função da orientação do furo de sondagem ou da linha de observação.

O valor de espaçamento entre as fraturas contíguas foi analisado visando obter a distribuição de comprimentos dos blocos no maciço rochoso e sua relação com "Rock Quality Designation" (RQD). Esta idéia foi estendida para áreas e volumes do bloco, considerando os valores de espaçamento segundo dois e três eixos ortogonais.

Os autores concluíram que os espaçamentos obedecem aproximadamente uma distribuição exponencial de expoente negativo, atingindo o valor máximo numa direção e mínimo na outra.

Dentre outras dificuldades, esse fato demonstra a complexidade de estabelecer uma correlação entre RQD e a qualidade mecânica do maciço rochoso.

Quanto ao volume, os estudos indicaram que a distribuição dos blocos é equivalente àquela obtida em curvas granulométricas para solos do tipo mal graduado.

Com relação ao espaçamento de juntas, são propostas inúmeras classificações, porém não há diferença significativa entre elas. As tabelas I e II, apresentam respectivamente as classificações de espaçamento de junta e tamanho de bloco sugeridas pela International Society for Rock Mechanics - (ISRM-1975)

TABELA I
Classificação de Espaçamento da Junta
Segundo I.S.R.M. - 1975

CLASSIFICAÇÃO	ESPAÇAMENTO DE JUNTAS
Extremamente fechado	< 3 cm
Muito fechado	3 a 10 cm
Fechado	10 a 30 cm
Médio	30 a 100 cm
Extenso	1 a 3 m
Muito extenso	3 a 10 m
Extremamente extenso	> 10 m

TABELA II
Classificação de Tamanho de Bloco

Segundo I.S.R.M. - 1975

CLASSIFICAÇÃO	Nº DE BLOCOS/m ³
Maciço	< 1
Bloco grande	1 a 3
Bloco médio	3 a 10
Bloco pequeno	10 a 30
Bloco muito pequeno	> 30

4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ROCHAS FRATURADAS

Mais do que qualquer outro, as rochas foram consideradas como material estruturalmente adequado, em suas multiplas aplicações, desde o tempo mais longínquo. A experiência adquirida no decorrer dos anos tornou seu uso tão familiar a ponto de prescindir por muito tempo de investigações objetivando melhorar o conhecimento sobre o maciço rochoso.

Contudo, acidentes com barragens, obras de dimensão e concepção arrojadas e a necessidade de construí-las em condições geolôgicas nem sempre favoráveis induziram o reconhecimento da importância dessas investigações.

Do ponto de vista da engenharia, o aspecto mais importante é a presença de feições estruturais que pode reduzir sensivelmente a resistência mecânica do maciço rochoso.

A conceituação básica sobre o comportamento do maciço rochoso, apresentada por KLAUS (1962), sintetiza muito bem o domínio da Mecânica das Rochas, bem como a sua importância na concepção de projetos em estruturas rochosas, a saber:

1. Para maioria de problemas, o comportamento geomecânico de um maciço rochoso depende mais do sistema de descontinuidades geológicas do que da resistência mecânica da substância rochosa.
2. A natureza de vínculos entre os blocos de rocha determina o caráter anisotrópico da resistência ao cisalhamento, que é considerada como resistência última do maciço.
3. As variações na deformabilidade resultam predominantemente de deslocamentos internos diferenciados entre os blocos de rocha.

4.1 Teoria de Deslizamento em Rochas Fraturadas

Ao provocar um deslizamento de uma parte sobre a outra, é posta

em jogo uma importante resistência contra o movimento denominada de atrito.

Em termos globais, segundo LAMA (1972), o fenômeno de atrito pode ser agrupado sob quatro pontos de vista:

1. O primeiro se baseia somente nas considerações geométricas e explica o atrito em termos de micro-rugosidades presentes na superfície (KRAGELSKII - 1965);
2. Com o desenvolvimento do conceito da natureza molecular de sólidos, o segundo ponto de vista explica o atrito como resultado da atração molecular entre dois sólidos;
3. O terceiro atribui o desenvolvimento do atrito à interpenetração de rugosidades de um sólido no outro. Assim que o movimento se inicia a resistência é desenvolvida deformando o material em torno das rugosidades;
4. O quarto é representado por uma teoria composta entre o primeiro e o terceiro pontos de vista.

O fenômeno de atrito em rochas fraturadas pode ser explicado teoricamente por qualquer dos pontos de vista acima e, portanto, valem as leis fundamentais de atrito apresentadas por Amonton em 1699 para superfícies secas não lubrificadas e resumidas por BOWDEN e TABOR (1967):

- a. A resistência ao atrito (S) entre dois corpos é função direta da força normal (N) agindo sobre a área de contato. A constante de igualdade μ é conhecida como coeficiente de atrito.
- b. A resistência ao atrito e o coeficiente de atrito são independentes da superfície de contato para uma determinada força normal constante.

Por mais lisas que elas aparentam ser, as superfícies rochosas são irregulares e o contato é invariavelmente limitado às irregularidades presentes na superfície, Figura 13.

Figura 13 - Contato entre Superfícies Irregulares

Como a área de contato entre as superfícies ($\sum A_i$) é bastante reduzida, as irregularidades poderão estar sujeitas a tensões normais relativamente altas e sofrer deformações e rupturas até que a tensão normal ($\frac{N_i}{A_i}$) nas irregularidades seja igualada à cedência (*) σ_c da rocha. A força normal (N) estará relacionada a σ_c através da área de contacto entre irregularidades pela expressão:

$$N = \sum_{i=1}^n N_i = \sigma_c \sum_{i=1}^n A_i$$

A força tangencial (T) necessária para produzir deslizamento e a correspondente tensão de cisalhamento (τ_A) na área de contacto pode ser representada por:

$$T = \sum_{i=1}^n S_i = \tau_A \sum_{i=1}^n A_i$$

(*) Cedência: Tensão requerida para causar deformação plástica ou escoamento plástico

A igualdade entre a força tangencial (T) e a resistência ao atrito (S) se estabelece somente na eminência ao deslizamento e vale:

$$S = \mu N \quad \text{ou} \quad \tau_A = \mu \sigma_c$$

Todavia, os resultados obtidos experimentalmente nem sempre se ajustam às predições teóricas acima, indicando que em superfícies rochosas intervêm outros fenômenos que alteram os valores de resistência ao cisalhamento.

TAYLOR (1948) analisando ensaios de cisalhamento em materiais granulares (areias), foi o primeiro a perceber a influência da dilatação (*) nas características de cisalhamento. Com base na teoria de conservação de energia propôs introduzir correção no valor obtido.

Mais tarde, NEWLAND e ALLELY (1975) concluíram que o cisalhamento não é uma propriedade intrínseca do material mas que depende do ângulo de deslizamento entre as partículas, Figura 14.

Figura 14 - Planos de Deslizamento no Contacto entre Partículas Granulares.

(*) Dilatância: Aumento de volume durante o cisalhamento do material. Efeito de dilatação em rocha ver ítem 4.4.1

RIPLEY e LEE (1961) e WITHERS (1964) foram os primeiros a perceber que as rugosidades das superfícies rochosas poderiam desempenhar importante papel nas características de resistência ao cisalhamento.

PATTON (1966) estudou a influência da rugosidade e o fenômeno de "embricamento" na envoltória de cisalhamento em modelos físicos confeccionados em mistura de gesso e caolim simulando "dentes" de diferentes ângulos de inclinação ($i = 25^\circ, 35^\circ, 45^\circ$ e 55°). Foram moldados dois conjuntos de corpos de prova, um com quatro dentes e outro com dois, todos com aproximadamente 5 mm de altura. Seus resultados indicaram que a envoltória de cisalhamento para corpo de prova com $i = 25^\circ$, sob carregamento normal baixo, pode ser representada pela reta A. Figura 15a.

Figura 15 - Envoltória de Cisalhamento com Diferentes Inclinação e Números de Dentes

Os corpos de prova com $i = 35^\circ$ e 45° , são representados respectivamente por duas retas B e C quebradas em dois trechos. A inclinação menos acentuada do trecho final das linhas B e C é semelhante à envoltória D que representa as condições de resistência residual, enquanto o trecho inicial é $\phi_u + i$.

A figura 15b mostra a influência do aumento de número de dentes. A inclinação acentuada da envoltória é também aproximadamente $\phi_u + i$. O efeito mais significativo é a mudança do ponto de quebra abrupta da reta, movendo-o para uma região de tensões normal e de cisalhamento maiores. O seu valor é praticamente o dobro daquele obtido por dois dentes em relação a envoltória de resistência última.

Com base nesses ensaios PATTON (1966) concluiu que as envoltórias de cisalhamento em superfícies irregulares são curvas e mudanças na inclinação refletem a mudança no modo de ruptura.

EINSTEIN et alii (1970), analisaram o mecanismo de ruptura em superfícies rochosas e explicaram o fenômeno do "embricamento" entre as rugosidades, Figura 16.

Pequenas tensões normais facilita o deslizamento de uma rugosidade sobre a outra, favorecendo a manifestação da dilatação. A mobilização de resistência pode ser representada pela equação:

$$S = N \tan (\phi_u + i)$$

onde:

S = Resistência ao atrito

N = Força normal

ϕ_u = Ângulo de atrito residual (resistência última)

i = Inclinação da rugosidade em relação ao horizontal, medido no sentido de movimento.

O deslizamento prossegue até a tensão atingir o nível em que as rugosidades começam a ser cisalhadas. Neste ponto a envoltória quebra bruscamente, indicando mudança no modo de ruptura, segundo PATTON (1966). Este estágio pode ser representado pela equação:

$$S = c + N \tan \phi_u$$

Onde:

ϕ_u = Ângulo de atrito residual (resistência última)

c = Coesão aparente ou intercepto de coesão

Figura 16 - Envoltória Teórica Típica para Superfícies Irregulares

Uma representação esquemática do mecanismo de ruptura em único "dente" é apresentado na Figura 17.

ROWE et alii (1964), após estudos cuidadosos, sugeriram dividir a resistência ao cisalhamento (S) em três componentes:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

onde:

S_1 = Componente devido ao trabalho externo de dilatação contra a força normal N .

S_2 = Componente interno adicional de atrito devido à dilatação.

S_3 = Componente devido exclusivamente ao atrito interno.

Figura 17 - Mecanismo de Ruptura do "Dente" em Função da Força de Cisalhamento e Deslocamento Horizontal

Considerando a Figura 18 abaixo:

Figura 18 - Figura Esquemática dos Componentes da Força de Cisalhamento

$$S_1 dx = N dy$$

$$S_1 = N \frac{dy}{dx}$$

$$S_1 = N \operatorname{tgi}$$

onde: $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tgi}$ (taxa de dilatação)

Se $S_2 \cos i$ é a resistência ao cisalhamento ao longo do plano de deslizamento e $S \operatorname{sen} i$ é a parcela da força de cisalhamento normal ao plano devido à dilatação, tem-se:

$$S_2 \cos i = S \operatorname{sen} i \operatorname{tg} \phi_\mu$$

$$S_2 = S \operatorname{tgi} \operatorname{tg} \phi_\mu$$

O componente da força de cisalhamento devido unicamente ao atrito interno será:

$$S_3 = N \operatorname{tg} \phi_\mu$$

$$\phi_\mu = \text{ângulo de resistência última}$$

Portanto, da somatória das expressões S_1 , S_2 e S_3 temos:

$$S = N \operatorname{tgi} + S \operatorname{tgi} \operatorname{tg} \phi_\mu + N \operatorname{tg} \phi_\mu$$

$$\frac{S}{N} = \operatorname{tgi} + \frac{S}{N} \operatorname{tgi} \operatorname{tg} \phi_\mu + \operatorname{tg} \phi_\mu$$

$$\frac{S}{N} (1 - \operatorname{tgi} \operatorname{tg} \phi_\mu) = \operatorname{tg} \phi_\mu + \operatorname{tgi} \quad \frac{S}{N} = \frac{\operatorname{tg} \phi_\mu + \operatorname{tgi}}{1 - \operatorname{tgi} \operatorname{tg} \phi_\mu} = \operatorname{tag} (\phi_\mu + i)$$

$$S = N \operatorname{tg} (\phi_{\mu} + i)$$

LADANYI e ARCHAMBAULT (1969) consideraram posteriormente um quarto componente (S_4) assumindo que os "dentes" sejam cisalhados pela base. Assim, o quarto componente pode ser expresso por:

$$S_4 = A_s C + N \operatorname{tg} \phi_0$$

onde:

A_s = somatória das áreas da base do "dente" no plano de ruptura

C e ϕ_0 = parâmetros relacionados à resistência da substância rochosa.

Normalmente os movimentos ao longo de uma superfície irregular ocorrem envolvendo simultaneamente deslizamento e cisalhamento, com predominância de um sobre o outro em função do tipo de irregularidade e o valor da carga normal aplicado.

Se a somatória das áreas da base das rugosidades cisalhadas é A_s , dada por $\Sigma \Delta A_s$, o deslizamento ocorrerá sobre a área $A - A_s$ e o cisalhamento correspondente será:

$$S = (S_1 + S_2 + S_3) (1 - a_s) + S_4 a_s$$

onde:

$$a_s = \frac{A_s}{A} \text{ (relação área de cisalhamento)}$$

Substituindo os valores de S_1 , S_2 , S_3 e S_4 na equação acima e dividindo por A , obtém-se a expressão geral da tensão de cisalhamento numa superfície irregular.

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{\sigma (1 - a_s) (\operatorname{tg} i + \operatorname{tg} \phi_\mu) + a_s (\sigma \operatorname{tg} \phi_0 + C)}{1 - (1 - a_s) \operatorname{tg} i \operatorname{tg} \phi_\mu}$$

Três casos particulares são apresentados a seguir:

- a. Para carregamentos normais baixos, admitindo "dentes" regulares, com $a_s = 0$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} (\phi_\mu + i)$$

- b. Para carregamentos normais altos, admitindo cisalhamento de todos os "dentes" pela base, com $a_s \approx 1$ e $i = 0$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi_0 + C$$

As expressões acima são idênticas aquelas obtidas por PATTON(1966) em ensaios executados em modelos.

- c. Para superfície plana descontínua com $i = 0$ tem-se:

$$\tau = \sigma (1 - a_s) \operatorname{tg} \phi_\mu + a_s (\sigma \operatorname{tg} \phi_0 + C)$$

4.2 Métodos de Ensaio

Basicamente, em função do tipo de ensaios, podem ser agrupados da seguinte forma:

- cisalhamento por rotação;
- cisalhamento sob carregamento triaxial;
- cisalhamento direto - laboratório e campo .

4.2.1 Cisalhamento por Rotação

O método consiste em fixar a amostra contendo fraturas naturais ou artificialmente produzidas em dois cilindros, Figura 19.

Figura 19 - Cisalhamento por Torção de Cilindros

O torque M é aplicado de forma a girá-los ao longo do seu eixo sob carregamento axial N , fazendo os dois cilindros deslizarem um sobre o outro na superfície de contacto.

Esse tipo de equipamento foi construído por N.G.W. Cook no Laboratório de Pesquisas Minerais de Johannesburg, África do Sul. O sistema rotatório permite estudar o efeito de deslizamentos repetitivos numa mesma superfície. Esse método foi utilizado por investigadores como KUTTER (1974) e CHRISTENSEN et alii (1974).

4.2.2 Cisalhamento sob Carregamento Triaxial

A partir do trabalho pioneiro de JAEGER (1959) a câmara triaxial tem sido muito utilizada para ensaiar as juntas. A primeira câmara foi idealizada por VON KARMAN (1911) e desde então sofreu várias modificações e melhorias. Contudo, o princípio básico permanece inalterado onde o corpo de prova cilíndrico é envolvido por uma membrana plástica ou de borracha para evitar penetração de fluido confinante nos poros da rocha. A figura 20 apresenta a célula triaxial de HOEK e FRANKLIN (1968).

Figura 20 - Célula Triaxial Concebida por HOEK e FRANKLIN.

4.2.3 Cisalhamento Direto - Laboratório e Campo

a. Método do deslizador

É talvez o método mais antigo de investigação de atrito conhecido para minerais e rochas. Este método foi utilizado por HORN e DEERE (1962) e BYERLEE (1967b).

Um pequeno móvel sob carregamento normal baixo, Figura 21, desliza sobre uma superfície maior. Neste sistema, ocorre renovação de área em contacto para superfície maior, enquanto para a menor é sempre a mesma. É bastante útil para estudo de atrito residual mas não representa a condição real na natureza.

Figura 21 - Método do Deslizador

b. Cisalhamento em amostras cilíndricas

O corpo de prova é colocado entre uma peça fixa e outra móvel, com reentrância em meia cana, cada qual envolvendo a metade do corpo cilíndrico. A superfície de fratura deverá coincidir com o plano de cisalhamento situado entre as duas peças, Figura 22.

c. Cisalhamento em amostras cúbicas

O carregamento é dado por dois macacos hidráulicos um deles para carregamento vertical e outro para horizontal, forçando o deslizamento ao longo da fratura, Figura 23.

Figura 22 - Cisalhamento Simples em Amostras Cilíndricas (Apud PROTODYAKONOV, 1969)

Figura 23 - Cisalhamento Simples em Amostras Cúbicas (Apud PROTODYAKONOV, 1969)

d. Cisalhamento direto convencional-laboratório

É o método mais usual e difundido internacionalmente em que a principal característica reside na utilização de um sistema com duas caixas de cisalhamento.

A amostra cilíndrica, cúbica, prismática ou de forma irregular é fixada na caixa de cisalhamento com cimento ou resina epóxica. A superfície descontínua do corpo de prova é mantida coincidente com o plano de cisalhamento e uma abertura de aproximadamente 1 cm (mais para rugosidade maior) é deixada entre as caixas. O carregamento normal e de cisalhamento é fornecido geralmente por macacos hidráulicos. A carga normal pode mover lateralmente acompanhando a caixa superior mantendo-se centrado sobre ela.

A Figura 24 ilustra o esquema modificado de montagem utilizado desde 1968 pelo agrupamento de Mecânica de Rochas do IPT, em caixas de cisalhamento de 20 x 20 cm. Esta técnica foi inicialmente introduzida pelo Laboratório Nacional de Lisboa. Atualmente o IPT dispõe de equipamentos que permitem execução de ensaios de cisalhamento em laboratório em caixas de 10 x 10 cm até 100 x 100 cm, munidos de registradores contínuos de cargas e deformações.

Figura 24 - Esquema de Montagem de Ensaio de Cisalhamento Utilizado pelo IPT, Caixas de 20 x 20 cm.

Com base no mesmo princípio, diferentes tipos de montagem tem sido apresentados por KRSMANOVIC e LANGOF (1964), LOCHER (1968), BERNAIX (1969), HOEK e PENTZ (1969), RENGIER (1970), GOODMAN e OHNISHI (1973) e outros.

Os primeiros ensaios laboratoriais em amostras de grandes dimensões foram executados por EVDOKIMOV e SAPEGIN (1967) nas juntas e contatos litológicos das rochas de fundação da Barragem BRATSK no Rio Angara (URSS).

A Figura 25 apresenta o dispositivo de ensaio utilizado, especialmente desenvolvido por I.G. GONCHAROV, para amostras cilíndricas de 80 a 100 cm de diâmetro.

Figura 25 - Dispositivo para Ensaios de Cisalhamento em Laboratório Desenvolvido por I.G. GONCHAROV para Amostras de Grandes Dimensões (Apud EVDOKIMOV e SAPEGIN, 1967).

e. Cisalhamento direto convencional "in situ"

Como já mencionado a fratura se constitui na superfície preferencial de cisalhamento. As características de resistên-cia são determinadas forçando a ruptura exatamente nessas superfícies, ao passo que na rocha intacta a ruptura é resultado de um estado de tensões estabelecido no seio da substância rochosa.

Em geral, a feição característica de fraturas rochosas é a apresentar superfícies não planas, irregulares, denteadas com rugosidades se distribuindo caoticamente. Destarte, os espécimes de laboratório dificilmente contém ou represen-tam todas as características relevantes do maciço rochoso.

Por esta razão, a execução de ensaios "in situ" torna-se, às vezes, indispensável quando se pretende determinar com maior rigor as características de cisalhamento de rochas fraturadas. MIDEIA et alii (1975) enfocaram o alcance e a limitação dos espécimes de laboratório, salientando a ne-cessidade de ensaios "in situ" em determinadas feições geológicas.

O ensaio "in situ" em princípio é muito simples. Uma montagem utilizada pelo IPT é ilustrada na Figura 26 e consiste em moldar blocos de 70 x 70 cm a 200 x 200 cm de base por 30 a 40 cm de altura com auxílio de uma máquina munida de serra circular diamantada.

O bloco é envolvido em carapaça de concreto ou em caixa metálica. Os carregamentos normal e de cisalhamento são aplicados por macacos hidráulicos.

O quadro abaixo apresenta os maiores ensaios de cisalhamento "in situ" já realizados. Atualmente, os ensaios "in situ"

em blocos maiores do que 100 x 100 cm de área tendem a desaparecer em vista do alto custo requerido.

Figura 26 - Montagem Esquemática de Ensaio de Cisalhamento Direto "in situ" em Blocos de 70 x 70 cm

Quadro I - Ensaio de Cisalhamento "in situ" em Blocos de Grandes Dimensões

BARRAGEM	PAÍS	ÁREA DA BASE DO BLOCO (m ²)	REFERÊNCIAS
KRASNOYARSK	RUSSIA	8,0 x 12,0	EVDOKIMOV e SAPEGIN (1970)
BRATSK	RUSSIA	7,0 x 7,0	EVDOKIMOV e SAPEGIN (1967)
ILHA SOLTEIRA	BRASIL	6,6 x 6,0	RUIZ et alii (1968)
JUPIA	BRASIL	5,5 x 5,5	RUIZ et alii (1966)
MEQUINENZA	ESPANHA	4,0 x 4,0	SALAS (1968)

4.3 Técnicas de Ensaio

As técnicas usuais de cisalhamento direto em laboratório e campo podem ser agrupadas em duas grandes categorias:

a) Ensaio com única direção de carregamento

Nesses ensaios o carregamento é imposto numa única direção com a linha de ação passando pelo centro geométrico da base do bloco e inclinada de θ (20° a 40°) em relação ao plano horizontal. Para ensaiar fraturas a direção de carregamento deve ser escolhida, sempre que possível, considerando a inclinação média da superfície a ser ensaiada, Figura 27.

Figura 27 - Ensaio de Cisalhamento Direto com Única Direção de Carregamento

Os primeiros ensaios "in situ" com esta concepção foram executados por TAKANO e FURUJO (1966), com θ variável (21° , 31° e 37°). Posteriormente, a mesma técnica foi utilizada por SERAFIN e GUERREIRO (1966), nas juntas da rocha de fundação da Barragem Gran Suarna - Espanha

No Brasil, esta técnica foi adotada somente em 1978 em ensaios de laboratório pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas, utilizando-se da prensa de cunhas chanfradas idealizado por PROTODYAKONOV (1969), Figura 28.

A força vertical é automaticamente decomposta em componente normal e tangencial ao plano de cisalhamento. Para obter várias relações entre os componentes, há um conjunto de cunhas que permite um ajustamento da inclinação do plano

de ruptura. Para corpos de prova cilíndricos, cunhas com chanfros cilíndricos são utilizadas de forma que o eixo do cilindro é colocado inclinado no mesmo ângulo do plano de cisalhamento.

Figura 28 - Prensa com Única Direção de Carregamento Idealizado por PROTODYAKONOV.

Este método é particularmente simples e tem sido utilizado com frequência pelos pesquisadores soviéticos.

b) Ensaio com duas direções de carregamento

São realizados com sistema de carregamentos distintos, um para aplicação da carga normal (N) a base do corpo de prova, e o outro para carga de cisalhamento (S) podendo estar inclinado ou não em relação ao plano horizontal, Figuras 29a e 29b.

A linha de ação dos dois carregamentos deve passar pelo centro geométrico (C.G.) do plano da base do corpo de prova.

Nesse caso, a tensão normal (σ) e a tensão de cisalhamento (τ) serão expressas por:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{S}{A} \sin \theta \quad \tau = \frac{S}{A} \cos \theta$$

Onde:

S = Força de cisalhamento

N = Força normal

A = Área da superfície fraturada

FIGURA a

FIGURA b

Figura 29 - Ensaio de Cisalhamento Direto com duas Direções de Carregamento

Ensaio com $\theta = 0$ foi introduzido por PFAFF e BOURIOT (1948) para estudar a aderência concreto-rocha, na Barragem de Grandval.

Ensaio "in situ" com $\theta \neq 0$ foram primeiramente executados na Iugoslávia em 1952 pelo Departamento de Águas "Jaroslav Cerni", em blocos de 80 x 80 cm. Segundo relato de MILOVANOVIC (1967), esta técnica foi posteriormente adotada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa em blocos de 70 x 70 cm, com $\theta = 15^\circ$.

No Brasil, essa técnica de ensaio foi utilizada a partir de 1963, com ensaio "in situ" em Jupia.

NIEBLE e GUIDICINI (1971) apresentaram no VII Seminário Nacional de Grandes Barragens um relato completo sobre a experiência acumulada em centenas de ensaios realizados.

EVDOKIMOV e CHIAREV (1966), realizaram ensaios de aderência concreto-rocha com o carregamento normal excêntrico em relação ao centro geométrico da base do bloco, com excentricidade idêntica à da barragem sob carga, Figura 30.

Figura 30 - Ensaios de Cisalhamento Direto com Carga Normal Excêntrica

4.4 Fatores que Influem nas Características de Cisalhamento

Vários são os fatores que afetam a resistência ao cisalhamento de rochas fraturadas. Genericamente eles podem ser agrupados como se segue:

- . fatores geométricos
- . fatores geotécnicos-geomecânicos
- . fatores tensoriais

4.4.1 Fatores geométricos

Relacionam-se com a geometria das irregularidades, magnitude de deslocamento entre as superfícies de fraturas, tamanho e forma dos corpos de prova etc. e se referem à:

- . rugosidade e área de contato;
- . deslocamento;
- . ângulo de inclinação de rugosidades;
- . efeito de escala.

Embora apresentados separadamente, a característica final de resistência ao cisalhamento é determinada pela conjugação e disposição geométrica dos elementos acima, bem como da inter-relação dos fatores citados.

a) Rugosidade e área de contato

A rugosidade influi decisivamente nos valores de atrito entre duas superfícies. TSCHEBOTARIOFF e WELCH (1948) realizaram testes de atrito entre pequenos blocos de quartzo. O coeficiente de atrito de 0,10 em superfície polida aumentou para 0,37 em superfície rugosa.

Inúmeros pesquisadores como RIPLEY e LEE (1961), BYERLEE (1967a), JAEGER e ROSENGREN (1969), CHAPPEL (1975) e outros realizaram testes em diversos tipos de rocha e confirmaram a notável influência das rugosidades na resistência ao cisalhamento.

O exame detalhado da superfície de um sólido por microscópio eletrônico e outros dispositivos mostra que é quase impossível executar uma superfície verdadeiramente lisa.

Medidas de condutividade elétrica em superfícies metálicas justapostas revelam que a área real de contato é invariavelmente muito pequena e varia com o carregamento normal, podendo ser menor do que 1/10.000 da área aparente.

Portanto, a área real de contato quase independe do tamanho da área justaposta ou do grau de rugosidade da superfície. A área efetiva de contato muda com o carregamento e é de fato diretamente proporcional à tensão normal.

O comportamento perante às ações de cisalhamento reflete no início o efeito de superfícies mantidas separadas pelas irregularidades. Isto significa que mesmo levemente carregadas, as pressões nessas pequenas áreas de contato podem ser elevadas a ponto de causar fluência plástica mesmo em materiais mais duros.

b) Deslocamento

É comum observar no ensaio um rápido aumento da força de cisalhamento com pequeno deslocamento até atingir o valor máximo, quando ocorre queda brusca ou progressiva acompanhada de grande deslocamento, até atingir a resistência última.

O valor de deslocamento para atingir o pico de resistên-
cia bem como a evolução subsequente da curva tensão-de-
formação estão fortemente relacionados com a natureza e com
o tipo de "embricamento" entre as irregularidades.

BARTON (1971) conduziu uma série de testes em modelos físicos simulando superfícies rugosas típicas de uma junção de tração, e relatou que a resistência atinge o pico a-
pós um deslocamento ou deformação tangencial de aproxi-

madamente 1% do comprimento da junta ensaiada. A resistência última é atingida após deslocamento de aproximadamente 10% do comprimento da junta (por exemplo: junta de 20 cm, pico em 2 mm e resistência última em 2 cm).

Em amostras de grande dimensão (40 cm x 40 cm) KRSMANOVIC e LANGOLF (1964) concluíram que o pico é atingido em 0,05 cm a 0,20 cm. Em alguns ensaios "in situ" chega a atingir deslocamentos de 1,5 cm a 5,0 cm.

JAEGER e ROSENGREN (1969), agruparam as juntas segundo quatro comportamentos fundamentais em função do tipo de contatos geométricos entre as irregularidades. As cinco curvas características correspondentes são ilustradas na Tabela III.

O comportamento da curva 5 também pode ser considerado típico e foi obtido em inúmeros ensaios executados no laboratório do Instituto de Pesquisas Tecnológicas em juntas de basalto.

Os estudos realizados por SCHNEIDER (1972) demonstraram claramente a influência das irregularidades em fraturas artificiais obtidas por tração em granito, arenito e calcário. A superfície de granito ficou mais rugosa enquanto a de calcário mais lisa e a de arenito situou-se entre as duas.

As figuras 31a e 31b, apresentam os resultados obtidos em dois níveis de tensões normais $\sigma_A > \sigma_B$, para granito e calcário.

O granito apresenta pico de resistência seguido de queda no seu valor, enquanto que no calcário a resistência cresce gradativamente e permanece praticamente constante com o deslocamento.

TABELA III - Curvas Características de Comportamento

COMPORTAMENTO	TIPOS	EXEMPLOS	OBSERVAÇÕES
1	Fraturas com alto grau de "embricamento".	Juntas de tração em granito, dia básico, etc.	O carregamento de pico é atingido com pequena def., seguido de rupturas do tipo frágil com quedas bruscas na resistência.
2	Fraturas relativamente rugosas	Juntas em rochas cloríticas ou sup. revestidas com grafita.	Início de deslizamento bem definido e a resistência aumenta com o deslizamento tendendo assintoticamente a resistência última
3	Fraturas de superfícies lisas em rocha dura.	Superfície lisa de basalto compacto.	Início de deslizamento bem definido e continua mesmo com carga constante.
4	Fraturas lisas ou polidas	Superfícies polidas em rochas cloríticas	Deslizamento contínuo com carregamento crescente. A resistência tende assintoticamente à resistência última.
5	Fraturas medianamente rugosas e "embricadas"	Juntas de Basalto	Rupturas progressivas, com resistências crescentes até atingir o pico, seguido de queda brusca até atingir a resistência última.

Figura 31 - Resultados de Ensaios em Fraturas Artificiais
(Apud SCHNEIDER - 1972)

O arenito forneceu resultado situado entre os dois comportamentos.

c) Ângulo de inclinação de rugosidades

Entre os aspectos da medida de rugosidade, foi destacada a importância do ângulo de rugosidade, pois ele quantifica geometricamente as irregularidades. Contudo, deve-se observar que o ângulo medido depende do método, do dispositivo de medidas e da escala em que ela foi medida e representada.

BARTON (1971) executou uma série de testes em modelos de juntas de tração. Segundo ele as rugosidades agudas de pequena amplitude controlariam a resistência de pico, muito mais do que rugosidades de grande amplitude e de pequena inclinação. Estas passam a ter importância para tensões normais elevadas ou para grandes deslocamentos, muito maiores do que aqueles necessários para mobilizar a resistência de pico.

d) Dilatância

A dilatância tem sido representada de duas formas distintas. A mais comum é o diagrama de deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal. O deslocamento vertical em qualquer momento depende da posição relativa entre as rugosidades, em decorrência do movimento de uma parte sobre a outra. A Figura 32 abaixo ilustra a evolução da dilatância em função dos deslocamentos.

Figura 32 - Relação entre Superfícies de Contato e Dilatância Durante Cisalhamento (Apud FECKER e RENGERS, 1971).

Outra forma consiste representar a relação dv/dh (dv =deslocamento vertical, dh = deslocamento horizontal), em função de adimensionais τ/σ ou σ/Co , onde: τ = tensão de cisalhamento, σ = tensão normal, Co = resistência à compressão simples da rocha.

BARTON (1971) conduziu séries de testes em modelo de juntas de tração e concluiu que existe uma relação linear entre o valor de $\text{arc tg } \tau/\sigma$ e ângulo de dilatância i conforme sintetizado na Figura 33.

Figura 33 - Relação entre $\text{arc tg } \tau/\sigma$ e a Dilatância

Testou também juntas de diferente resistência a compressão simples C_0 , sob várias tensões normais, e mostrou que o ângulo de dilatância decresce com o aumento da relação σ/C_0 , Figura 34.

Figura 34 - Relação entre σ/C_0 e Ângulo de Dilatância (i)

Resultados semelhantes foram obtidos por FUJIMURA e NIEBLE (1971) em arenito e basalto vesículo-amigdaloidal fraturado das rochas de fundação da Eclusa da Usina de Promissão, Rio Tietê.

MATHEUS (1970) executou ensaios em superfícies rochosas visando obter correlação entre a resistência ao cisalhamento e a dilatação. A figura 35 ilustra a posição das duas superfícies após deslizamento de 2,54 cm.

Figura 35 - Resistência ao Cisalhamento e Dilatação

O pico de resistência, como se verifica, não está associado à dilatação e foi mobilizado com deslocamento menor do que 0,25 cm enquanto a dilatação máxima ocorreu com deslocamento de 1,73 cm.

e) Efeito de escala

A dimensão do espécime rochoso pode alterar significativamente os resultados obtidos, condicionando inclusive o mecanismo de ruptura e deslizamento entre as superfícies.

Assim, a representatividade de ensaios ficará comprometida caso não haja escolha adequada do tamanho de corpo de prova em função de tipo e magnitude das irregularidades a serem ensaiadas.

BARTON e CHOUBEY (1977) sugeriram o tamanho natural do bloco como a primeira aproximação do tamanho correto para estudos das características de rochas fraturadas (ensaios de cisalhamento ou análises de superfícies irregulares).

De fato, os blocos e os vínculos de ligação compõem o maciço rochoso e como tal representam a unidade estrutural de uma compartimentação rochosa.

Normalmente, a mobilização da resistência de pico depende de deslizamento ou deformação relativa entre as superfícies até estabelecer o contato efetivo entre as rugosidades. Essa distância cresce com o comprimento das fraturas.

Uma série de testes bastante instrutivos executados por BANDIS (1979) demonstrou claramente a influência da escala nas características de cisalhamento. Quatro blocos modelados cuidadosamente, com o mesmo tipo de "embricamento", porém com comprimentos de 360 mm, 180 mm, 120 mm e 60 mm, foram testados sob uma mesma tensão normal, Figura 36.

O deslocamento necessário para mobilizar a resistência de pico aumentou significativamente com o aumento do tamanho do bloco, bem como o tipo de ruptura mudou de "frágil" para "plástico". A razão dessa mudança é explicada pela participação cada vez maior de rugosidades de pequena inclinação e de grande amplitude, no mecanismo de deslizamento com o aumento do tamanho do bloco.

Obviamente, os ensaios de laboratório são realizados em blocos rochosos individualizados ou em corpos de prova moldados. Desta forma, a reação do maciço rochoso circun-

dante está ausente e aumenta a probabilidade de ruptura do tipo "fragil", condição raramente observada na natureza.

Figura 36 - Mudanças no Comportamento em Função do Comprimento da Fratura (Apud BANDIS - 1979)

Assim, a determinação de resistência ao cisalhamento por meio de ensaios envolve uma seleção cuidadosa de locais e amostras, conhecimento da natureza de solicitações, deformação máxima permissível das estruturas, relação modelo/protótipo e sobretudo do tamanho de corpo de prova adequado às feições estruturais.

A utilização desses resultados em projeto deve ser criteriosa e condizente com o conhecimento das limitações e alcance desses ensaios.

4.4.2 Fatores geotécnico - geomecânicos

São aspectos relacionados com a constituição rochosa e elementos usualmente presentes no maciço rochoso.

Os principais são os seguintes:

- . água
- . material de preenchimento
- . alteração da rocha
- . grau de fraturamento

a) Água

O atrito em rocha muda substancialmente com as condições de saturação. Mesmo a umidade natural do ambiente pode, em determinado tipo de rochas, afetar sensivelmente os valores. Os testes realizados por TSCHEBOTARIOFF e WELCH (1948) confirmam esta influência.

HORN e DEERE (1962) concluíram que na presença de água o valor de coeficiente de atrito está ligado a estrutura cristalina do mineral. Resultados em quartzo mostram que o valor permanece quase constante para umidade relativa baixa e aumenta com a saturação. Em muscovita, o atrito é particularmente sensível à variação da umidade relativa abaixo de 40%. Acima deste ele decresce linearmente até o ponto de saturação quando cai bruscamente.

A água atua como fluido anti-lubrificante para minerais de estrutura cristalina maciça (tridimensional) tais como: quartzo, feldspato, calcita, etc,) enquanto ela serve de lubrificante para minerais de estrutura cristalina lamina da (bidimensional) tais como: biotita, muscovita, clorita, flogopita, ilita, caolinita, etc.

Nas análises de estabilidade, esse fato deve ser sempre considerado e estudado a conveniência ou não da drenagem

do maciço rochoso.

b) Material de preenchimento

O tipo de material varia desde deposição hidrotermal de minerais resistentes, selando completamente a fenda, até materiais plásticos, poucos coesivos ou completamente soltos (argila, areia, fragmentos grosseiros de rochas, etc).

Do ponto de vista de comportamento mecânico, estes últimos são os que mais afetam a resistência mecânica do maciço e, de acordo com o tipo de preenchimento, podem ser agrupados em:

1. Material solto de zonas cisalhadas ou falhadas
2. Produtos de decomposição e alteração da parede rochosa.
3. Materiais carreados da superfície
4. Deposição de produtos de lixiviação de rochas calcáreas

GOODMAN et alli (1972) examinaram a influência da espessura do preenchimento argiloso em juntas de granito e arenito e concluíram que a resistência ao cisalhamento depende da relação R/h_i , onde:

R = espessura do material de preenchimento

h_i = altura média das rugosidades

Para preenchimento de pequena espessura a resistência é bastante afetada pela irregularidade da superfície fraturada. Com o aumento da espessura, a resistência diminui e $R/h_i = 3$ é reduzido para o nível de material de preenchimento.

Quando fragmentos de rocha imersos em argila preenchem a fratura, a resistência é determinada pela umidade do componente argiloso.

c) Alteração da rocha

A alteração, segundo definição de YOSHIDA (1972), é o conjunto de modificações sofridas pelas rochas na sua composição mineralógica, estrutura e propriedade, como resultado da interação de complexos processos físico-químicos.

O efeito da alteração não fica limitado a superfície mas estende profundamente na crosta em função do acesso de â-gua e comunicação com a atmosfera.

Em consequência, a alteração reduz a competência da rocha, altera as propriedades físico-químicas e modifica as ca-racterísticas de cisalhamento tornando o seu comportamento semelhante a de material dútil ou fraturas com preen-chimento argiloso.

Em materiais granulares obtidos da britagem de basalto de Capivara submetidos à processos artificiais de desagrega-ções acelerada, conduziram a resultados de até 20% de redução no ângulo de atrito, conforme relatados por FUJIMURA et alii (1971b).

d) Grau de fraturamento

O fraturamento afeta tanto a resistência mecânica como também o comportamento geomecânico do maciço rochoso.

Ao lado da deformação em geral insignificante do componen-te intacto e elástico, as maiores deformações decorrem do deslizamento e rotação entre os blocos e refletem a organi-zação estrutural de uma compartimentação rochosa, caracte-

rística preponderante do grau de fraturamento do maciço rochoso.

Maciço rochoso constituído por blocos maiores possui menor liberdade de movimento do que maciços de pequenos blocos. Em consequência, estes se movimentam com maior facilidade, porém são sensíveis às rugosidades mais agudas e proeminentes, Figura 37.

Figura 37 - Efeito Condicionado pelo Tamanho do Bloco (BARTON e CHOUBEY - 1977)

Contudo deve-se observar que a liberdade de movimentos se altera com o confinamento ou com esforços aplicados perpendicularmente à direção do movimento.

Segundo BARTON e BANDIS(1980), os blocos de maciço muito fraturado quando observados individualmente, comportam de maneira mais "fragil" do que blocos maiores de maciço pouco fraturado. Coletivamente, quanto maior o número de blocos o maciço tende a apresentar comportamento mais "plástico".

4.4.3 Fatores tensoriais

São fatores associados às tensões que direta ou indiretamente afetam o valor da resistência. Genericamente, são os seguintes:

- . tensão normal
- . distribuição e concentração de tensões
- . rigidez do equipamento e velocidade de deformação

a) Tensão normal

Para irregularidades com a mesma geometria, o pico de resistência é diretamente proporcional ao valor da carga normal aplicado.

A Figura 38, ilustra esquematicamente a curva de resistência obtida por PATTON (1966) em 3 corpos de prova idênticos modelados com único dente e testados sob carregamentos normais $N_3 > N_2 > N_1$.

Figura 38.- Curva de Resistência ao Cisalhamento sob Tensões Normais Diferentes

Sob carregamento normal elevado (N_3) a força máxima de cisalhamento é atingida com pequeno deslocamento (0,1 do comprimento da base), cisalhando a rugosidade praticamente pela base.

Sob carregamentos normais menores (N_1 e N_2) o cisalhamento ocorre acima da base, e os valores máximos de cisalhamento são menores e proporcionais aos valores de N_1 e N_2 . A resistência última para os três casos é atingida após deslocamento equivalente ao comprimento da base da rugosidade.

Geralmente em superfícies rochosas, ocorrem rupturas progressivas e não a ruptura de todas as rugosidades "embricadas" de uma só vez. A tensão de corte se estabelece primeiramente nas rugosidades mais próximas do lado de aplicação da carga e estas são cisalhadas antes, rompendo sucessivamente as outras.

Assim a relação $\arctg \tau/\sigma$ não permanece constante com a variação da tensão normal, sugerindo mudança no valor do coeficiente de atrito μ .

A resistência última também varia com a tensão normal pois ela resulta de deslizamento entre duas superfícies, do esmagamento das irregularidades cisalhadas, do rolamento e compactação de partículas nas reentrâncias.

O carregamento normal elevado aumenta o esmagamento das irregularidades e o atrito residual passa a ser governado mais pelo rolamento das partículas diminuindo ainda mais o seu valor.

MAURER (1966) ensaiou diversos tipos de rocha e concluiu que o coeficiente de atrito residual decresce com o au-

mento da tensão normal e sugeriu a seguinte expressão:

$$\text{tg } \phi\mu = a\sigma^k$$

onde a e k são constantes.

b) Distribuição e concentração de tensões

Em todos os ensaios de cisalhamento diretos realizados em laboratório e campo, pressupõem-se uma distribuição uniforme de tensões no plano de cisalhamento e representa o valor médio de carregamento normal e tangencial sobre o citado plano. Contudo, as análises realizadas por vários investigadores demonstram uma distribuição não uniforme de tensões, devido a geometria dos corpos de prova e sistema de aplicação de cargas.

Um dos primeiros a se interessar pelo problema foi LORENTE DE NO (1968), que realizou investigação em modelo matemático utilizando-se de elementos elasto-plásticos idealizados por A.H.S. ANG e G.N.HARPER. Seus resultados, Figura 39, indicam uma distribuição não uniforme durante a fase elástica de deformações. Na ruptura a tensão de cisalhamento é mais uniforme. Contudo, a concentração de tensões normais a base, na extremidade oposta ao lado de carregamento, sugeriu momentos de flexão na base do bloco.

RUIZ et alii (1970) executaram ensaios em modelo bilinear isotrópico, homogêneo e elástico confeccionado em placa de borracha, aplicando lateralmente as cargas de cisalhamento sob várias inclinações, Figura 40. Seus resultados confirmaram a distribuição irregular de tensões na base do bloco, além da tensão de tração, junto a extremidade principalmente para inclinação $\theta < 20^\circ$.

Figura 39 - Distribuição de Tensões no Plano de Ruptura (Apud LORENT DE NO - 1968)

Figura 40 - Distribuição de Tensões na Base do Bloco

Segundo os autores a tensão máxima de cisalhamento ocorre fora do plano da base do bloco e contida numa superfície curva cuja forma e posição dependem da relação entre cargas aplicadas e a inclinação do carregamento lateral.

A análise de desenvolvimento de tensões indicou o ângulo θ mais favorável nesses ensaios ao redor de 20° .

Mais tarde, o estudo comparativo da distribuição de tensões pelo Método de Elementos Finitos realizado no Instituto de Pesquisas Tecnológicas com aplicação de cargas cisalhantes horizontais e inclinadas, permitiu visualizar a evolução e a trajetória de tensões em cada um dos casos, Figura 41. Do ponto de vista de tensões, os resultados apresentaram a relação $\tau_{\max}/\sigma_y$ mais próxima da $\tau_{\text{calc}}/\sigma_{\text{calc}}$ para os ensaios com cargas inclinadas, sugerindo uma melhor distribuição de tensões do que as obtidas com cargas horizontais.

KUTTER (1971) analisou a influência de vazios e inclusão de materiais de baixa resistência mecânica no plano de cisalhamento pelo Método de Elementos Finitos. Os resultados indicaram uma distribuição de tensões relativamente uniforme em 70% da área na região central do plano de cisalhamento. Contudo, nas extremidades verificou-se aumento significativo na tensão normal e queda na tensão de cisalhamento.

Valores baixos de relação τ/σ nas extremidades levaram o autor admitir que as rupturas não iniciam nas extremidades, mas na região central onde as tensões de cisalhamento obtidas estão mais próximas dos valores picos assumidos. Este ponto de vista foi compartilhado por LACKEY e BUDAVARI (1975).

Figura 41 - Estudo Comparativo da Distribuição e Concentração de Tensões na Base do Bloco

Entretanto, os resultados experimentais demonstram que essa situação raramente ocorre devido a seguintes:

- mobilização de atrito e redução no "embricamento" já ocorrem com pequenos deslocamentos antes mesmo de atingir a ruptura.
- distribuição não uniforme de tensões nos contatos entre as rugosidades, provoca ruptura em algumas delas antes do carregamento máximo.
- as deformações devidas à carga tangencial de cisalhamento são muito mais pronunciadas na região próxima à apli

cação de cargas favorecendo o início de rupturas nessa estremidades.

Todavia, os estudos em modelos, embora baseados em hipóteses simplificadoras e às vezes longe das condições reais, contribuem para melhor entendimento do mecanismo de ruptura rochosa.

c) Rigidez de equipamento e velocidade de deformação

Vários investigadores como BIENIAWSKI (1970), BROWN e HUDSON (1971), RUMMEL e FAIRHUST (1970) etc., analisaram a influência de rigidez na resistência e deformabilidade de amostras rochosas.

Em contraste com os ensaios de compressão uniaxial, dispositivos de cisalhamento com pequena rigidez geralmente não provoca rupturas súbitas, porém pode ser a causa do efeito "stick-slip".

Para tensão normal elevada a rigidez tende a limitar a dilatação da junta e pode aumentar a resistência ao cisalhamento. Testes em granito e arenitos em equipamentos de duplo cisalhamento, sob diferente rigidez normal ($k = 0,02 \text{ MN/m} - 200 \text{ MN/m}$) revelaram que o pico de resistência para tensão normal baixo não é muito diferente, contudo para tensão normal elevada o resultado obtido com equipamento rígido pode ser até 20% maior, conforme OBERT et alii (1976).

Stick-slip: O deslizamento entre os blocos é acompanhado por oscilações bruscas com quedas na tensão de cisalhamento. Este fenômeno ocorre quando o coeficiente de atrito dinâmico é menor do que o estático.

As investigações realizadas por SCHNEIDER (1976) revelam que o pico de resistência é maior para a velocidade de deformação elevada, e a resistência cai bruscamente após ruptura. Com velocidade lenta, o pico de resistência é menor e a queda de resistência após ruptura é menos pronunciada.

4.5 Parâmetros Geomecânicos

As técnicas de análises estruturais experimentaram na última década um notável avanço, principalmente pelo grande desenvolvimento do Método de Elementos Finitos, possibilitando avaliar mais realisticamente o comportamento global do conjunto maciço-estrutura. Nessas análises o maciço rochoso é tratado como parte integrando da estrutura total e desse modo as interações entre eles podem ser estabelecidas.

Os modelos matemáticos bi e tridimensionais tornaram exequíveis analisar o desenvolvimento de tensões e deformações no seio das estruturas, até mesmo em meios descontínuos e visco-elasto-plásticos.

Contudo, por outro lado, as técnicas de obtenção e definição de dados característicos de rochas fraturadas não evoluíram com a mesma desenvoltura e, assim, os modelos geomecânicos elaborados ainda carecem de parâmetros geomecânicos capazes de traduzir com maior fidelidade o comportamento do maciço rochoso.

Portanto, apesar das amplas possibilidades abertas pelos modelos matemáticos, eles devem ser encarados dentro das restrições próprias e inerentes aos métodos numéricos.

Considerando que as análises de estabilidade em rochas fra

turadas são realizadas comparando os esforços solicitantes e os resistentes (em geral fornecidos pelo maciço) e estes últimos estão intimamente relacionados com as características de resistência ao cisalhamento, será conveniente defini-los em:

. parâmetros de resistência .

. parâmetros de comportamento

4.5.1 Parâmetros de resistência

São parâmetros relacionados apenas com as propriedades intrínsecas da rocha fraturada e representam a capacidade de sustentação de cargas, refletindo a constituição litológica, estado de alteração, organização cristalina e características geométricas das irregularidades.

Esses parâmetros, coesão e atrito, são utilizados para definir as envoltórias intrínsecas de cisalhamento, nas condições de resistência de pico e residual, utilizando-se das expressões apresentadas no ítem 4.1.

Usualmente, as análises de estabilidade são realizadas com base nessas envoltórias impondo o estado de equilíbrio limite entre os esforços solicitantes e os resistentes.

Contudo, frequentemente, essas análises não satisfazem as condições de segurança da obra, pois os esforços resistentes são mobilizados a custo de deformações entre as partes. Em consequência, mesmo sem ter atingido o regime de ruptura, os deslocamentos podem ser excessivos a ponto de comprometer irremediavelmente a estrutura.

Portanto, ao lado desses parâmetros outros indicativos do comportamento de rochas fraturadas devem ser analisados.

4.5.2 Parâmetros de Comportamento

São parâmetros que representam o comportamento da substância rochosa em presença de determinados tipos de solicitação e reação. Em rochas fraturadas eles se relacionam com as deformações normais de fechamento e deformações tangenciais devidas respectivamente aos componentes normais e tangenciais dos esforços solicitantes.

GOODMAN (1968), propôs elementos especiais denominados de "unit joint stiffness", para representar os parâmetros de comportamento em análises por elementos finitos, divididos em:

- "Unit normal stiffness" (k_n). Definida como relação entre o acréscimo de tensão normal ($\Delta\sigma$) e o correspondente deslocamento normal na junta (Δe), ou seja $k_n = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e}$ e representa a rigidez transversal à fratura.
- "Unit shear stiffness" (k_t). Definida como relação entre o acréscimo da tensão de cisalhamento ($\Delta\tau$) e o deslocamento tangencial correspondente (Δh); na região elástica de deformação $k_t = \frac{\Delta\tau}{\Delta h}$ e representa a rigidez longitudinal à fratura.

Tais parâmetros podem ser definidos para resistência de pico (k_{tp}) ou residual (k_{tr}) conforme apresentados na Figura 42.

O comportamento de um maciço rochoso fraturado depende não só do tipo de carregamento ou confinamento imposto, mas de propriedades de rigidez e resistência e das características estruturais como um todo (sistema de fratura, orientação, continuidade, etc.).

Figura a

Figura b

Figura 42 - Elementos de Junta k_n e k_t Definidos por GOODMAN

Sob esse ponto de vista torna-se bastante conveniente caracterizar a fratura por meio de k_n , k_t e S (coesão e atrito). Este conjunto de parâmetros constitui uma descrição necessária para permitir a predição do comportamento potencial da rocha fraturada sob carregamento.

Uma ilustração instrutiva dos fatores que influem nos valores de k_n , k_t e S foi apresentada por GOODMAN et alii (1968), no diagrama de modelos de junta apresentado na Figura 43.

Baseado nessa definição RUIZ et alii (1976) analisaram os resultados de 63 ensaios de cisalhamento direto e 52 ensaios de deformabilidade, todos realizados no maciço basáltico "in situ" das rochas de fundações dos principais Aproveitamentos Hidroelétricos Brasileiros e sugeriram uma relação exponencial entre k_t e σ , estabelecendo inclusive um zoneamento no gráfico $k_t = f(\sigma)$ segundo os tipos

litológicos das descontinuidades.

Figura 43 - Diagrama de Ilustração da Influência do Fechamento da Junta e Resistência da Parede Rochosa.

Valores de k_t obtidos em ensaios de laboratório e aspectos de correlação com os ensaios "in situ" foram relatados por FUJIMURA et alii (1976).

BARTON (1972), analisando ensaios de laboratório e "in situ" identificou uma outra variável, evidenciando influência do efeito escala sobre os parâmetros de comportamento.

A Figura 44, resume suas observações onde se nota a significativa influência de tensão normal e da dimensão do corpo de prova no valor da "unit shear stiffness".

Os valores médios de k_t obtidos em ensaios de laboratório e campo, indicativos da resistência última das rochas de fundação de algumas Usinas Hidroelétricas Brasileiras, foram também incluídas na citada figura.

Figura 44 - "Unit Shear Stiffness" da Junta em Função da Dimensão do Bloco e da Tensão Normal de 3,5 - 7,0 - 35,0 - 70,0 kgf/cm² (Apud BARTON - 1972).

Entretanto, valores representativos de parâmetros de comportamento na escala do maciço rochoso não são conhecidos e quando necessários são assumidos nas análises.

A razão principal deve-se à dificuldade de ordem prática

na definição desses parâmetros na escala abrangida pela obra. Usualmente, eles são determinados em amostras laboratoriais ou em pontos localizados no campo mediante ensaios "in situ". Os seus valores são extremamente sensíveis à técnica e equipamentos de ensaios, modo de fixação de corpo de prova e sobretudo de dispositivos de medida de deformação.

5 CONCLUSÕES

Projetos em engenharia requerem conhecimentos que permitam anterver o desempenho da estrutura proposta. Portanto, quando ela interage com o maciço circundante, a resposta deformacional de ambos deve ser cuidadosamente analisada e compatibilizada.

Em relação às rochas fraturadas essa resposta depende da distribuição e transmissão de cargas, que por sua vez é função da orientação de fraturas, espaçamento, material de preenchimento, geometria das irregularidades e etc.

Diferente de outros materiais, o modo de ruptura na rocha é extremamente afetado pelas condições de contorno, escala, carregamento, organização estrutural e vínculos de ligação entre os componentes rochosos.

A capacidade de sustentação de cargas é dada pelo atrito e/ou coesão, parâmetros característicos e indicativos da resistência ao cisalhamento da substância rochosa, e a sua mobilização ocorre a custo de deformações ou deslocamentos.

A aparente presença de coesão em rochas fraturadas resulta do "embricamento" entre as rugosidades e o seu valor reflete o esforço necessário para rompê-las, sob determinado carregamento normal.

A nível de maciço rochoso, a coesão é difícil de ser definida. Contudo, a prática demonstra indiscutivelmente que a sua contribuição não pode ser negada nem menosprezada. Sempre que possível, o seu valor deve ser considerado nas análises e obtido da experiência anterior ou através de avaliações realísticas das condições geotécnicas.

Dada a peculiaridade de reações muito diferente daquelas observadas em materiais homogêneos, contínuos e elásticos, as medidas de segurança em construções envolvendo estruturas rochosas devem

estar muito mais voltadas ao seu próprio comportamento.

Em geral, as rochas passam por vários estágios de ruptura antes de atingir o regime de ruptura franca; desta forma é preferível utilizar as deformações como critério de estabilidade do que aquele empregado habitualmente pela engenharia.

Os parâmetros geomecânicos representam o conjunto de propriedades necessárias para descrever as características de resistência e comportamento das rochas fraturadas, perante às cargas de cisalhamento.

Os fatores e as propriedades mais importantes que alteram essas características são apresentados sucintamente a seguir:

a) K_n depende de:

- área de contato entre superfícies.
- amplitude e distribuição de descontinuidades (vazios) no sentido transversal.
- propriedades do material de preenchimento.

b) K_t depende de:

- rugosidade, distribuição, amplitude e inclinação das irregularidades.
- amplitude e distribuição de vazios no sentido longitudinal.
- propriedades do material de preenchimento.

c) S depende de:

- atrito ao longo de fraturas.
- coesão devida ao "embricamento" entre irregularidades.
- resistência do material de preenchimento, se presente.

A fratura, o material de preenchimento e a umidade afetam os tres parâmetros e em geral reduzem seus valores. Em particular, argilas montmoriloníticas podem determinar condições extremamente favoráveis ao deslizamento.

A pressão d'água nas rochas fraturadas exerce uma força adicional, às vezes, bastante significativa. O princípio de tensões efetivas pode ser considerado, figurando poro-pressão no conjunto dos esforços solicitantes.

A caracterização de fraturas por meio de parâmetros permite introduzÍ-los nos modelos geomecânicos e representar as descontinuidades presentes no maciço rochoso. As análises de interação estrutura-maciço serão mais realístas e permitirão desenvolver projetos mais ajustados a condicionantes geológicos locais.

As dificuldades na obtenção ou na definição de parâmetros apropriados deverão ser progressivamente superadas através de experiências acumuladas, melhoria das técnicas de investigação, observação e controle direto de obras por instrumentação antes, durante e após construção. Os seus resultados fornecerão subsídios para o projeto, permitirão aferir os parâmetros, modelos de cálculo e, conseqüentemente, ir de encontro a uma solução mais segura e econômica.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BANDIS, S. - Experimental Studies on Shear Strenght-Size Relationships on Deformation Characteristics of Rocks Descontinuities. 1979. [PhD Thesis - Univ. of Leeds].
- BARTON, C.M. - A Analysis of Rock Structures and Fabric in the C.S. A. Mine - Cobar N.S.W., Div. Appl. Geom. Tech. Paper, Australia, 1975.
- BARTON, D.C. - Notes on the Desintegration of Granite in Egypt. J. Geol., 24: 382 - 393, 1916.
- BARTON, N.R. - A Relationship Between Joint Roughness and Joint Shear Strenght. Proc. Symp Rock Fracture, Nancy, 1971a, pp 1-8, London.
- BARTON, N.R. - A Model of the Behavior of Steep Rock Slopes. London, 1971b. 520 p. [Thesis - Univ. London].
- BARTON, N.R. - A Model Study of Rock - Joint Deformation. Int. J.R. M. and Min. Sci., & Geomech. Abstr. U.K., 9: 5, 1972.
- BARTON, N. and BANDIS, S. - Some Effects of Scale on the Shear Strenght of Joints - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geome. Abstr., Great Britain, 17: 69-73, 1980.
- BARTON, N. and CHOUBEY, V. - The Shear Strenght of Rock Joint in Theory and Practice. Rock Mechanics, 10: 1-54, 1977.
- BERNAIX, J. - New Laboratory Methods of Studing the Mechanical Properties of Rocks, I.J.R.M. e M.S., 6: 43, 1969.
- BIENIAWSKI, Z.T. - Time-dependent Behavior of Fractured Rock - Rock Mech., 2: 123 - 137, 1970.
- BOWDEN, F.P. - The Friction of Non-Metallic Solids. J. Ins. Petrol., 40: 89 - 103, 1954.

- BOWDEN, F.P., MOORE, A.J.W. and TABOR, D. - The Ploughing and Adhesion of Sliding Metals. J. Applied Physics, 14, 1943.
- BOWDEN, F.P. and TABOR, D. - The Friction and Lubrification of Solids. Claredon Press, Oxford, 1, 1950.
- BOWDEN, F.P. and TABOR, D. - The Friction and Lubrification of Solids, Claredon Press, Oxford, 2, 1964.
- BOWDEN, F.P. and TABOR, D. - Friction and Lubrification. Methuen, London, 1967.
- BROWN, E.T. and HUDSON, J.A. - The Influence of Microstructure on Fracture on Laboratory Scale. In: Symp Rock Fracture, I.S.R.M., Nancy, 1971, Paper 11 - 20.
- BLACKWELDER, E. - The Insolation Hypothesis of Rock Weathering. Am. J. Sci., 26: 97-113, 1933.
- BRAJNIKOV, B. - Les Pains du Sucre Bresil: Sont-ils Enracinés? Bull. Geol. Soc. France, Paris, 6: 267-269, 1953.
- BYERLEE, J.D. - Frictional Characteristics of Granite Under High Confining Pressure - J. Geophysical Res., 72: 3639, 1976a.
- BYERLEE, J.D. - Theory of Friction Based on Brittle Fracture - J. Appl. Physics, 38: 2928-2934, 1976b.
- CHAPMAN, C.A. - The Control of Jointing by Topography. J. Geol. 66: 552 - 558, 1956.
- CHAPPEL, B.A. - Friction Characteristics of Graphite Coated Hedding Joint in Shale - Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Great Britain, 12: 33-39, 1975.

- CHRISTENSEN, R.J., SWANSON, S.R. and BROWN, W.S. - Torcional Shear-measurements of Frictional Properties of Westerly Granite" 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Denver-Colorado, 2A: 221-225, 1974.
- COULOMB, C.A. - Théorie des Machines Simples - Memôries de Mathématique et de Physique de L'Académie Royale des Sciences - 1875, in Enciclopedia Britannica, 9: 934-935, 1978.
- COULSON, J.H. - Shear Strenght of Flat Surface in Rock - Proc. 13th Symposium on Rock Mechanics (ASCE), 1972, 77p.
- DE SITTER, L.U. - Structural Geology, Mac Graw Hill - New York, 1956, 551 p.
- EINSTEIN, H.H., BRUHN, R.W. and HIRSCHFELD, R.C. - Mechanics of Jointed Rock - Experimental and Theoretical Studies M.I.T-Cambridge Dept.. Civil Eng? Rep., 1970, 115 p.
- EVDOKIMOV, P.D. et CHIAREV, R.A. - Quelques Lois de la Resistance au Cisaillement des Ouvrages de Retenue en Béton Sur Fondation Rocheuses, 1st Cong. of Int. Soc. of Rock Mech., Lisboa, 1: 661-666, 1966.
- EVDOKIMOV, P.D. and SAPEGIN, D.D. - Stability, Shear and Sliding Resistance and Deformation of Rock Foundation - Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem, 1967
- EVDOKIMOV, P.D. and SAPEGIN, D.D. - A Large Scale Field Shear Test on Rock, Proc. 2nd Congr. I.S.R.M., Beograd, 2: 3-17, 1970.
- FECKER, E. and RENGERS, N. - Measurement of Large Scale Roughnesses of Rock Planes by Means of Profilograph and Geological Compass Proc. Int. Symp. on Rock Fract., Nancy, 1971, pp 1-18.
- FRIEDMAN, M. - Petrofabric Techniques for the Determination of Principal Stress Direction in Rock, in State of Stress in the

Earth's Crust, Proc. Int. Conf., California, 1964, pp.451-550.

FUJIMURA, F., MIDÉIA, N.F. e NIEBLE, C.M. - A Influência do Fenômeno de Desagregação na Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade de Materiais Basálticos Granulares Utilizados em Barragens de Enrocamento, VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 2 (1): 7, 1971b.

FUJIMURA, F. e NIEBLE, C.M. - Ensaio de Mecânica de Rochas nas Fundações da Eclusa da Usina de Promissão, Rio Tietê SP. VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1 (1): 11, 1971a.

FUJIMURA, F., RIGONATTI, A. e CAMPOS FERNANDES, A.C. - Ensaio de Cisalhamento Direto em Rochas - Estruturas Tipo Junta. Aspectos de Correlação entre Ensaio "In Situ" e Laboratório - XI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza - Ceará, 3(4):35p, 1976.

GILBERT, G.K. - Domes and Dome Structures of High Sierra, Bull. Geol. Soc. Amer.-1904, in: TWIDALE, C.R. - On the Origin of Sheet Jointing, Journal of the Int. Soc. of R. Mech., 5: 163-187, 1973.

GOODMAN, R.E. - The Resolution of Stress in Rock Using Stereographic Proj. - J. of Rock Mech. and Sci., U.K., 1: 93-103, 1963.

GOODMAN, R.E. - A Model for the Mechanics of Jointed Rock - J. of the Am. Soc. Civil Engineers SM3, -1968.

GOODMAN, R.E. - The Deformability of Joint - Proc. Symp. Det. of the "In Situ" Mod. of Def. of Rock, Denver-Colorado, A.S.T.M. Spec. Tech. Pub. 477, 1970, pp 174-196.

GOODMAN, R.E. - The Mechanical Properties of Joints, 3rd Congr. I.R.S.M., Denver, 1A: 127-135, 1974.

GOODMAN, R.E. - HEUZE, F.E. and OHNISHI, Y. Research on Strength, Deformability - Water Pressure Relationship for Faults in Direct

- Shear - Rep. ARPA Contract, Univ. California-Berkely, 1972.
- GOODMAN, R.E. and OHNISHI, Y. - Undrained Shear Testing of Jointed Rock, Rock Mechanics, New York, 5: 129 - 149, 1973.
- GRIGGS, D.T. - The Factor of Fatigue in Rock Exfoliation - J. Geol. 44: 783 - 796, 1936.
- HANDIN, J. and STEARNS, D.W. - Sliding Friction of Rock - Trans. Am. Geophysical Union, 45: 103, 1964.
- HODGSON, R.A. - Regional Study of Jointing in Comb Ridge - Navajo Mountain Area, Am. Assoc. Pet. Geol., Arizona, 45: 1-38, 1961.
- HOEK, E. and BRAY, J. - Rock Slope Engineering - London Institution of Mining and Metalurgy, London, 1974, 309 p.
- HOEK, E. and FRANKLIN, J.A. - Simple Triaxial Cell for Field or Laboratory Testing of Rock - Trans. Inst. Min. Metall., London, 1968, 22 p.
- HOEK, E. and PENTZ, D.L. - Review of the Role of Rock Mechanics Research in the Design of Opencast Mines - Proc. 9th Comm. Min. Metall Congr., London, 1969, pp 389 - 404.
- HORN, H.M. and DEERE, D.U. - Frictional Characteristics of Minerals Geotechnique the Int. Journal of Soil Mech, 12 (4): 319 - 335, 1962.
- HUDSON, J.A. and PRIEST, S.D. - Discontinuities and Rock Mass Geometry - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Great Britain, 16: 339 - 362, 1979.

- JAEGER, J.C. - The Frictional Properties of Joint of Rock, Geofísica Pura e Aplicata, 43: 148 - 158, 1959.
- JAEGER, J.C. and ROSENGREN, K.J. - Friction and Sliding of Joints - Proc. Aust. Inst. of Min. and Metall, 229: 93 - 104, 1969.
- KLAUS, W.J. - An Approach to Rock Mechanics, J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E., 88 (4): 1 - 30, 1962.
- KRAGELSKII, I.V. - Friction and Wear - Translated from Russian - London, Butterworths, 1965, 346 p.
- KRANCK, E.H. - On Folding Movements in the Zone on the Basements, Geol. Rund, 46: 261 - 282, 1957.
- KRSMANOVIC, C.D. and LANGOF, Z. - Large Scale Laboratory Tests of the Shear Strenght of Material, Rock Mech. and Geol. Supp. 11 1: 20 - 30, 1964.
- KUTTER, H.K. - Stress Distribution in Direct Shear Test Samples, Proc. Int. Symp. Rock Fracture, Nancy, 1971, pp 2-6.
- KUTTER, H.K. - Rotatory Shear of Rock Joint, 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver - Colorado, 2A: 254-262, 1974.
- LADANYI, B. and ARCHAMBAULT, G. - Simulation of the Shear Behavior of a Jointed Rock Mass - Proc. 11th Symp Rock Mech., Berkeley-California, 1969, pp 105 - 125.
- LAKEY, S.F. and BUDAVARI, S. - A Finite Element Study of the Stresses Induced on Joint Surfaces in Direct Shear Tests - New Zeland Conference of Geomechanics, Austrália, 1975, pp 264 - 268.
- LAMA, R.D. - Mechanical Behavior of Jointed Rock Mass, Inst. Soil Mechanics & Rock Mechanics, Karlsruhe, Rep. K.126 - 1972, in:

- LAMA, R.D. and VUTUKURI, V.S., Mechanical Properties of Rocks, Trans. Tech. Public., Clausthal, Germany, 1978, V. III, 515 p.
- LAMA, R.D. and VUTUKURI, V.S. - Handbook on Mechanical Properties of Rocks - Testing Techniques and Results, Clausthal - Germany, 4: 256, 1978.
- LANE, K.S. - Stability of Reservoir Slopes - Eight Symposium on Rock Mechanics, Minesota, 13: 321 - 336, 1966.
- LEET, L.D. and JUDSON, S. - Physical Geology, 4th Edition, Prentice-Hall, 1971.
- LOCHER, H.G. - Some Results of Direct Tests on Rock Discontinuities Proc. Int. Symp. on Rock Mechanics, Madrid, 2: 171 - 173, 1968.
- LORENTE DE NO, C. - Elasto-Plastic Stress-Strain Distribution During "in situ" Shear Tests - Proc. Int. Symp. on Rock Mech., Madrid, 2 (8): 183 - 187, 1968.
- MACCURBY, E. - The Notebooks of Leonardo da Vinci, 1938, in: HORN, H.M. and DEERE, D.V. - Frictional Characteristics of Mineral, Geot. the Journal of Soil Mech. 12(4): 319 - 335, 1962.
- MATHEUS, K.E. - Excavation Design in Hard and Fractured Rock at the Mount Isa Mine-Austrália, Queensland, Brishane, 1970, | M. Sc. Thesis - Univ. Queensland |.
- MAURER, W.C. - Shear Failure of Rock Under and Hydrostatic Pressure Proc. 1st Int. Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, 3(18): 337-341, 1966.
- MIDÉIA, N.F., FUJIMURA, F. e PAULA, L.C. - Observações sobre a Necessidade de Ensaio "in situ" em Derrames Basálticos - VIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Paraná - Curitiba, 1 (1): 19, 1975.

- MILOVANOVIC, M. - De Certaines Caratéristiques Mécaniques et de Quelques Propriétés de la Roche Soumise à la Grande Contrainte de Cisaillement dans les Fondations de la Construction In Panel Discussion of the Geotechnical Conference, Oslo, 2(4): 223-228, 1967.
- MOHR, O. - Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials - 1900, in: JAEGER, J.C. and COOK, N.G. Fundamentals of Rock Mechanics. Science Paperbacks, London, 1969, 515p.
- MÜLLER, L. - Discussion on Approach to Rock Mechanics - Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 2: 137-139, 1963a.---
- MÜLLER, L. - "Der Felsbau"; Stuttgart, Ferdinand Enke - Verlag 1963b in GOODMAN, R.E. - Methods of Geological Engineering, West Publishing Company, 1976, 472p.
- NEWLAND, P.L. and ALLELY, B.H. - Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials - Geotechnique, 7 (1): 17-34, 1957.
- NIEBLE, C.M. e GUIDICINI, G. - Vinte Anos de Ensaio de Mecânica de Rochas Aplicada às Fundações de Barragens, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, - Rio de Janeiro, 1971, 21p.
- OBERT, L., BRADY, B.T. and SCHMECHSEL, F.N. - The Effects of Normal Stiffness on the Shear Resistance of Rock, Rock Mec., 8 (2): 57 - 72, 1976.
- PATTON, F.D. - Multiple Modes of Shear Failure in Rock Proc. 1st Int. Cong. Int. Soc. Rock Mech., Lisboa, 1(3): 509-513, 1966.
- PATTON, F.D. and DEERE, D.U. - Significant Geologic Factor in Rock Slope Stability - In Symposium on the Theoretical - Background to the Planning of Open Pit Mines Special References to Slope Stability - Proc. Johannesburg, 1970, pp 143 - 151.

- PITEAU, D.R. - Geological Factor Significant to the Stability of Slopes Cut in Rock, In: Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special References to Slope Stability - Proc. Joanesburgo, 3: 33 - 34, 1970.
- PFAFT, M. et BOURRIOT - Essais D'Adherence Béton-Rocher - III Congress Int. de Grandes Barragens, Stockolm, 1948, R.39.
- PRICE, N.J. - Mechanics of Jointing in Rock - Geol. Mag. 96: 149 - 167, 1959.
- PRICE, N.J. - Fault and Joint Development in Brittle and Semi-brittle Rock, Oxford, Pergamon Press, 1966.
- PROTODYAKANOV, M. Methods of Determining of Shearing Strength of Roads - Israel Program for Scientific Translation - Jerusalem 1969, pp 15 - 33.
- RAMSAY, J.G. - Folding and Fracturing of Rock - New York - Mac Graw Hill - 1967.
- RENGER, N. - The Influence of Surface Roughness on the Friction Properties of Rock Planes - Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrade, 1: 1 - 31, 1970.
- RIPLEY, C.I. and LEE, K.L - Sliding Friction on Sedimentary Rocks Specimens - Trans. 7th Congr. Large Dams, Rome, 4: 657 - 671, 1961.
- RODRIGUES, F.D. - Determination of Shear Through the Rock and Slide Along Joint, Proc. Int. Symp. on Rock Mech., Madrid, 2 (7): 175 - 132., 1968.
- ROSENGREN, K.J. - Rock Mechanics of the Black Star Open Cut, Mount Isa, Austrália, 1968. |PhD - Thesis, Univ. Cambera|.

- ROWE, P.W., BARDEN, I. and LEE, I.K. - Energy Components During the Triaxial Cell and Direct Shear Tests - Geotech., 14 (3): 247 - 261, 1964.
- RUIZ, M.D. and CAMARGO, F.P. - A Large-Scale Field Shear Tests on Rock - Proc. 1st Int. Congr. I.S.R.M., Lisboa, 1 (3): 275-261, 1966.
- RUIZ, M.D., CAMARGO, F.P., MIDEA, N.F. and NIEBLE, C.M. - Some Consideration Regarding the Shear Strenght of Rock Masses - Proc. Int. Symposium on Rock Mech., Madrid, 2 (5): 159 - 169, 1968.
- RUIZ, M.D., NIEBLE, C.M. and TARRAM, F.C. - Distribuição de Tensões em Ensaio Usualmente Realizados em Mecânica das Rochas. Meios Elásticos, Isotrópicos e Contínuos - 2ª Sem. Paulista Geol. Aplicada, São Paulo, 2: 507-550, 1970.
- RUIZ, M.D., RÉ, G., CELESTINO, T.B. e BUOSI, M - Síntese das Características Geomecânicas de Maciços Basálticos como Fundação de Barragens 1 Congr. Brasil. de Geol. de Engenharia, Rio de Janeiro, 1976, 26p.
- RUMMEL, F. and FAIRHUST, C. - Determination of Post-Failure Behavior of Brittle Rock Using a Servo Controlled Testing Machine - Rock Mech., 2: 189 - 204, 1970.
- SALAS, J.A.J. - Mechanical Resistences . Introductory Lecture - Proc. of the Int. Symp. on Rock Mech., Madrid 2(6): 11 - 129, 1968.
- SCHNEIDER, H.J. - Investigation into de Question of the Residual Friction on Rock Joint - Inst. Soil Mech. & Rock Mech. Univ. Karlsruhe - Karlsruhe, 1972.
- SCHNEIDER, H.J. - Rock Friction - A Laboratory Investigation - Proc. 3rd Congr. I.S.R.M., Denver, V.2A, 1974, 311p.

- SCHNEIDER, H.J. - Influence of Machine Stiffness and Shear Rate on the Friction Behavior of Rock Joints, Bull. Int. Ass. of Eng. Geol., Krefeld, 13: 109-112, 1976.
- SERAFIN, L. and GUERREIRO, M. - "In Situ" Testes for the Study of Rock Foundation of Concrete Dam - Proc. 1st Cong. of the Int. Society of Rock Mech., Lisboa, 2, (8): 549-556, 1966.
- TAKANO, M. and FURUJO, I. - Deformation and Resistance "In Situ" Shear Test on a Black Schist and Characteristic Loading Pattern Proc. 1st Int. Cong. Int. Soc. of Rock Mech., Lisboa, 1(3): 765-768, 1966.
- TAYLOR, D.W. - Fundamentals of Soil Mechanics - John Wiley and Sons New York, 1948.
- TERZAGHI, K. - Erdbaumechnik - Deuticke, Wien 1925; In: HORN, A.M. and DEERE - Frictional Characteristics of Mineral, Geotechnique the Int. Journal of Soil Mech., 12(4): 319-335, 1962.
- TERZAGHI, K. - Stability of Steep Slopes on Hard Unwethered Rock - Geotechnique, 12: 251-270, 1962.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. and WELCH, J.D. - Lateral Earth Pressures and Friction Between Soil Minerals - Proc. 2nd Int. Cong. Soil Mech., 7: 135-138, 1948.
- TWIDALE, C.R. - A Contribution to the General Theory of Domed Inselbergs - Trans. Int. Brit. Geogr., 34: 91-113, 1964.
- TWIDALE, C.R. - Structural Landforms, Canberra, Austr. Univ. Press, 1971.
- TWIDALE, C.R. - On Origin of Sheet Jointing - Journal of the Int. Soc. of Rock Mech., New York, 5: 163-187, 1973.

- VON KARMAN, T.H. - Strenght Tests with Triaxial Compression - Z. Ver
Dt. Ing. 55: 1749 - 1757, 1911. In: VUTUKURI, V.S., R.D. and SA-
LUJA, Handbook on Mechanical Properties of Rocks - Trans Tech.
Publications, Clausthal Germany, V.1, 1974, 280 p.
- WHITNEY, J.D. - Geology of California, California Sate Dept. Mines,
San Francisco, 1865, In: TWIDALE, C.R. - On the Orign of Sheet
Jointing, Rock Mechanics, N.Y., 5: 163-187, 1973.
- WILLIS, B. and WILLIS, R. - Geologic Structure - Mac Graw Hill, 1934,
544 p.
- WITHERS, J.H. - Sliding Resistance Along Discontinuities in Rock
Masses, Illinois, 1964 | PhD Thesis - Univ. Illinois |.
- YOSHIDA, R. - Contribuição ao Conhecimento de Características Tec-
nológicas de Materiais Rochosos, São Paulo, 1972 | Tese de Dou-
toramento - I.G. USP |
- ZARUBA, Q. and MENCL, V. - Landslides and their Control, Amsterdam,
Elsevier, 1969, 205p.