

# ANÁLISE DE MOVIMENTOS EM ENCOSTAS NATURAIS ATRAVÉS DE MONITORAMENTO POR INSTRUMENTAÇÃO – CASO COROA GRANDE – RJ

**Marcos Fábio Porto de  
Aguiar**  
mfporto@geotec.coppe.ufrj.br

**Francisco Chagas da Silva  
Filho**  
fchagas@unifor.br

**Márcio de Souza Soares de  
Almeida**  
almeida@geotec.coppe.ufrj.br

## Resumo

O presente trabalho propõe-se a mostrar os conceitos, levantamentos, métodos e instrumentos de monitoramento envolvidos nos estudos de movimentos de encostas naturais, tendo em vista o Sudeste brasileiro, assim como, através de um exemplo, expor e analisar resultados obtidos por instrumentação, durante 4 anos, em encosta na Serra do Mar, Coroa Grande, Município de Itaguaí no Estado do Rio de Janeiro. A instrumentação é composta de inclinômetros, piezômetro tipo Casagrande e Medidor de Nível d'água. Dados de precipitações e suas relações com os resultados da instrumentação, também são analisados, sendo estes dados obtidos através de consulta aos órgãos competentes.

**Palavras-chave:** encostas naturais, fluência, instrumentação, cisalhamento, deslizamento de terra.

## Abstract

The present work intends to show the concepts, surveys, methods and monitoring instruments involved in the movement's studies of natural slopes, with view in the Brazilian southeast, as well as, through an example, to expose and to analyze results obtained in 4 years of slope's instrumentation in the Serra do Mar, Coroa Grande, municipal district of Itaguaí in the State of Rio de Janeiro. The instrumentation is composed of inclinometers, Casagrande's piezometers and water level meter. Data of precipitations and their relationships with the instrumentation's results are also analyzed, being these data obtained through consultation to the competent organs.

**Keywords:** natural slopes, creep, instrumentation, shear zone, landslides.

## 1. Introdução

O movimento em encostas naturais representa um assunto de grande importância, sendo tema de inúmeros trabalhos de pesquisa, intensificados no século XX. Isto se deve ao fato de que, em muitos casos, nas proximidades ou sobre a própria encosta, encontram-se habitações, vias, dutos ou qualquer outro elemento componente da infra-estrutura da região. A movimentação da encosta pode por em risco a segurança destes elementos e, em algumas situações, causar catástrofes de grandes dimensões.

Na região Sudeste do Brasil, o estudo de movimentos em encostas se faz necessário devido a seu relevo acidentado, responsável pela existência, hoje, de diversas construções e comunidades bem próximas ou em regiões de encosta nem sempre estáveis.

Assim como a verificação e monitoramento da dinâmica das áreas de encostas, é fundamental o estudo do subsolo ou da constituição destas encostas e do comportamento das águas subterrâneas e precipitações, fatores que interferem na estabilidade dos maciços terrosos e rochosos.

Tendo como foco a região Sudeste, especificamente a faixa litorânea do Estado do Rio de Janeiro, o presente trabalho propõe-se a mostrar os conceitos, levantamentos, métodos e instrumentos de monitoramento envolvidos nos estudos de

movimentos de encostas naturais, assim como, através de um exemplo, expor e analisar resultados obtidos em 14 anos de instrumentação instalada em encosta na Serra do Mar, em Coroa Grande, Município de Itaguaí no Estado do Rio de Janeiro.

## **2. Encostas naturais**

As encostas naturais caracterizam-se por superfícies inclinadas que unem áreas de diferentes altitudes. De acordo com sua formação geológica e inclinação, as encostas comportam-se de maneiras diferentes no decorrer do tempo, quando sujeitas a interferências externas, como por exemplo, a ação da água. Para o caso da região Sudeste do Brasil, é verificado nas encostas, um perfil composto de rocha nas camadas mais profundas até o solo residual na superfície e, em muitas situações, verifica-se presença de colúvio e talus (Guidicini e Nieble, 1983).

### **2.1 Solos residuais**

Solo residual é classicamente chamado todo solo proveniente do intemperismo “in situ” de uma rocha matriz, o qual não foi removido de seu local de origem por algum agente transportador (água, vento e ação da gravidade).

### **2.2 Solos coluvionares e talus**

O intemperismo químico e físico da rocha produz a desagregação das partículas que se acumulam na superfície da terra, sujeitas a processos erosivos que as removerão. Em locais de topografia acentuada, a força gravitacional age nestas partículas desagregando e removendo-as para superfícies de menores altitudes e com declividades menos acentuadas, muitas vezes para a base das montanhas, formando os colúvios e talus (Turner e Schuster, 1996).

#### **2.2.1 Colúvio**

O termo colúvio ou material coluvionar é utilizado para referir-se aos depósitos que foram transportados por forças gravitacionais.

As características dos materiais coluvionares variam de acordo com as características da rocha matriz, do clima em que ocorreu o intemperismo e do transporte das partículas desagregadas. Geralmente o colúvio é fracamente estratificado e consiste de uma mistura heterogênea de solo e fragmentos de rocha, com dimensões que variam de partículas de argila até rochas com diâmetros de mais de um metro. Os depósitos coluvionares são normalmente encontrados nas partes mais inferiores das encostas e, em muitos casos, são escavados para construção de vias de transporte. O resultado destes cortes é a instabilidade das encostas, por isto, estas situações requerem manutenção e monitoramento da região.

Em clima tropical úmido, o rápido intemperismo químico propicia a formação de uma profunda camada de solo residual. A fluência em encostas formadas por estes solos provoca mudança em suas características, transformando-os em solos coluvionares.

#### **2.2.2 Talus**

O termo talus é de origem francesa e significa talude externo de uma fortificação, originalmente referindo-se ao formato da estrutura. Atualmente a palavra talus é utilizada para descrever o próprio material e talude de talus para definir a forma da estrutura. Será empregado neste trabalho, o termo talus, como sendo o depósito composto predominantemente de grandes fragmentos de rocha (Turner e Schuster, 1996).

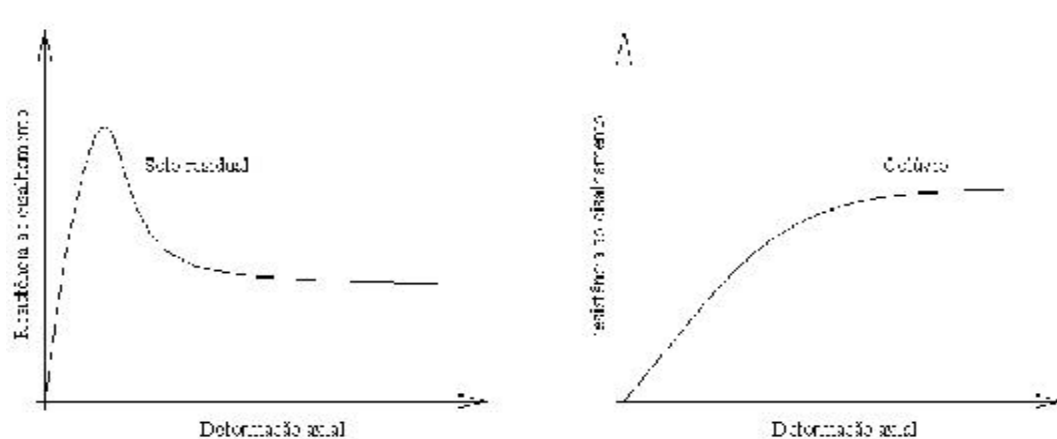
### **2.2.3 Comparação entre os comportamentos na ruptura de solos residuais e coluvionares**

Na maioria dos casos envolvendo deslizamentos de encostas em solos residuais, a ruptura ocorre de forma brusca. Muitas vezes, nenhum indício de movimento é observado, ao contrário do que ocorre nos colúvios saturados.

Em consequência disso, muitos acidentes são registrados no Brasil em encostas de solos residuais (Vargas, 1999). Isto é consequência do comportamento *tensão x deformação* destes solos. Para condições de tesões no campo, estes materiais alcançam a resistência máxima para pequenas deformações, com súbita redução após este pico. Nos solos coluvionares, a condição de ruptura é alcançada após grandes deformações, o que explica os grandes movimentos que se observa nos colúvios antes de ocorrer um deslizamento de grandes proporções (Souza Neto *et al*, 2001).

### 2.3 Movimentação de encostas

O estudo de movimento de massas, especialmente deslizamento de terra, ocupa especialistas a séculos. Durante esse tempo, a compreensão da forma e do processo que governa os deslocamentos de materiais vêm crescendo consideravelmente e, com isso, a variedade e complexidade de movimentos dos solos vão tornando-se mais compreensíveis (Brunsdon e Prior, 1984).



**Figura 1** : Comportamentos típicos  $t$  (tensão cisalhante)  $x$   $e$  (deformação axial) para solos residuais e coluvionares para condições de tensões no campo (Lacerda, 2003).

#### 2.3.1 Classificação dos movimentos em encostas

A classificação dos deslizamentos de terra e movimentos de massa em encostas não é tarefa fácil, pois a combinação de materiais, formas e agentes responsáveis pelos movimentos produzem condições para tipos diferentes de deslocamentos.

Na literatura especializada existem numerosas classificações, seguindo critérios variados, destas, a de maior clareza e objetividade, de acordo com este autor, é a classificação de deslizamentos apresentada por Varnes (1978), cujo critério enfatiza o tipo do movimento, ver Figuras 2(a) a (f), e o tipo do material (solo ou rocha). Qualquer movimentação pode ser classificada e descrita com dois nomes, um descreve o tipo e o outro o material (Tabelas 1a e 1b).

**Tabela 1a** : Classificação simplificada dos movimentos em encosta (Varnes, 1978).

Tipo do movimento	Tipo do material
	Rocha
Queda	Queda de rocha
Tombamento	Tombamento de rocha
Escorregamento ou deslizamento	Escorregamento de rocha
Espalhamento	Espalhamento de rocha
Corrida	Corrida de rocha

**Tabela 1b** : Classificação simplificada dos movimentos em encosta (Varnes 1978).

Tipo do movimento	Tipo do material	
	Solos	
	Predominantemente grosso	Predominantemente fino
Queda	Queda de detritos	Queda de terra
Tombamento	Tombamento de detritos	Tombamento de terra
Escorregamentos ou deslizamento	Escorregamento de detritos	Escorregamento de terra
Espalhamento	Espalhamento de detritos	Espalhamento de terra
Corrida	Corrida de detritos	Corrida de terra

Os tipos de movimento, como mostram as figuras 2(a) a (f), podem ser:

- Queda:** Movimento de material através de queda-livre abrupta em encostas muito íngremes e precipícios. O material é geralmente desprendido em blocos (Brunsden e Prior, 1984).
- Tombamento:** Rotação de massa de solo ou rocha em relação a ponto ou eixo localizado abaixo do centro de gravidade da massa deslocada. O tombamento é, às vezes, devido a material sobre o talude, às vezes, devido a água ou gelo nas fraturas da massa (Turner e Schuster, 1996).
- Escorregamento ou deslizamento:** Movimento de massa ao longo de uma superfície previsível. Os escorregamentos podem ser subdivididos de acordo com as superfícies de ruptura em rotacional, em cunha e planar (Brunsden e Prior, 1984 e Turner e Schuster, 1996).
- Espalhamento:** Movimento de extensão lateral distribuída em massa fraturada (Brunsden e Prior, 1984).
- Corrida:** Caracteriza-se pelo fato de que a massa em movimento comporta-se como um material viscoso, com os movimentos inter-granulares predominando em relação aos movimentos de superfície de cisalhamento. São movimentos extremamente rápidos ( $>3\text{m/s}$ ), ocasionados pela anulação da resistência ao cisalhamento, em virtude da destruição da estrutura (Brunsden e Prior, 1984 e Lacerda, 2003).
- Fluência e rastejo:** São movimentos muito lentos. Envolvem, em rochas, deformações profundas e superficiais contínuas, que resultam em dobramentos e torções do material. Nos solos, estes movimentos podem ser contínuos, denominados fluência, ou intermitentes, denominados rastejo, que estão relacionados com o regime de chuvas (Lacerda, 2003).

Em muitos casos são observadas combinações de mecanismos, configurando um evento complexo. Neste caso, uma movimentação inicial, numa certa categoria, pode ser seguida por um outro tipo de movimento, e ainda outro. Para exemplificar, pode-se supor que um tombamento seja seguido por uma queda, cujo impacto, numa encosta de solo provoque uma corrida de detritos.

### 2.3.2 Causas do movimento - mecanismos de acionamento

De acordo com Terzaghi (1950), são duas as formas de desencadear movimentos em encostas:

- Causas externas: resultam no crescimento das tensões de cisalhamento. Estas tensões crescem ao longo da superfície de ruptura até o momento de sua ocorrência.
- Causas internas: resultam na diminuição da resistência do material.

Além das duas causas acima citadas, pode existir um grupo intermediário, com a combinação destas.

### 2.3.3 Métodos de estabilização de encostas

Existem diversos métodos que contribuem para estabilização ou melhoria da segurança de encostas, sendo estes utilizados para minimizar ou neutralizar os efeitos dos mecanismos de instabilização citados no item anterior.

Os métodos de estabilização são classificados resumidamente por Roman (1997), como sendo:

- Modificação da geometria do talude;
- Drenagem;
- Estruturas de contenção e;
- Reforço interno.

### 2.3.4 Velocidade de movimento

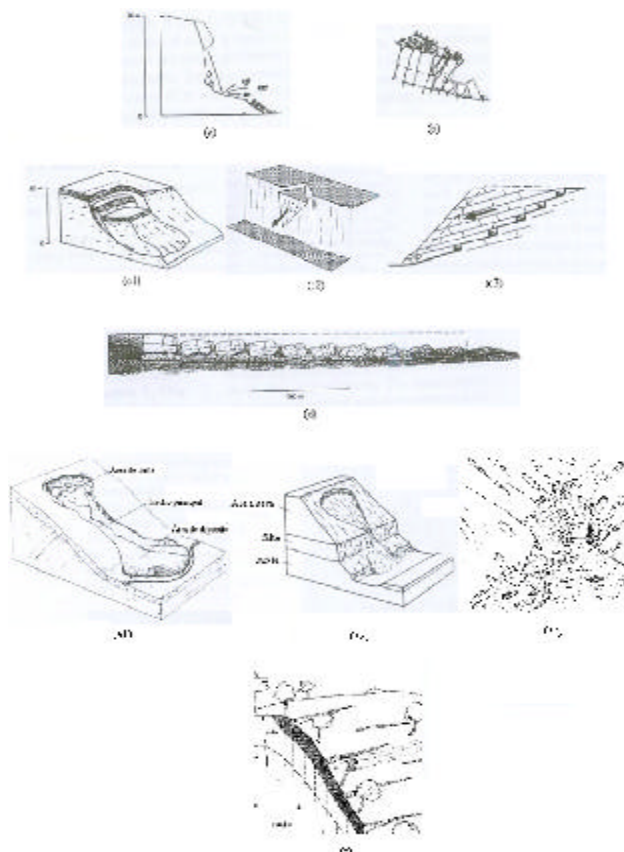
A escala de velocidade de movimento de acordo com Varnes (1978) consta na Figura 3. Esta escala é a original de Varnes (1958) com a adição das unidades transformadas para o Sistema Internacional de Unidades (S.I.), variando de metro por segundo até milímetro por ano. Varnes (1958) não discutiu a divisão da escala, que utilizava unidades que variavam de pé por segundo até pé por 5 anos. A escala provavelmente representava a codificação prática informal dos Estados Unidos na época.

A Figura 4 apresenta uma escala modificada de classes de velocidades de movimentos de massas. As divisões da escala foram ajustadas em múltiplos de 100, causando um pequeno aumento no seu limite superior e diminuição no limite inferior. A variação entre estes limites é da ordem de grandeza equivalente a  $10^{10}$  (Turner e Schuster, 1996).

Uma interpretação da escala foi realizada através da analogia de Morgenstern (1985) com a escala de intensidade de terremoto de Mercalli. Ele mostra que os efeitos dos escorregamentos podem ser ordenados em seis classes correspondentes aproximadamente a seis faixas mais rápidas da escala de Varnes modificada. A adição da sétima classe enquadra esta classificação de acordo com as divisões da escala de velocidade.

A escala de Mercalli é baseada na descrição de efeitos localizados de terremotos; o grau de dano pode ser avaliado através de investigação de casas e rodovias na área de interesse. O valor da intensidade pode ser correlacionado com a energia total liberada pelo evento, porque tanto os danos localizados quanto a área atingida estão relacionados com a dimensão do terremoto.

Para o caso específico de escorregamentos, a situação é diferente, pois se sabe que corridas de detritos rápidas e pequenas podem causar destruição total e perdas de vidas, no entanto grandes movimentos de massa com velocidades moderadas, podem provocar efeitos bem menos desastrosos, podendo até, serem evitados, ou as estruturas atingidas evacuadas ou reformadas. Isto leva a conclusão que a medida do risco de um escorregamento deve incluir ambos: área atingida e velocidade. O produto destes dois parâmetros é aproximadamente proporcional ao poder do escorregamento.



**Figura 2** : Representação gráfica dos movimentos tipo; queda (a), tombamento (b), escorregamentos; rotacional, em cunha e planar ou translacional (c1, c2 e c3), espalhamento (d), corrida; lenta de terra, de areia seca e de detritos (e1, e2 e e3) e rastejo ou fluência (f), (Turner e Schuster 1996).

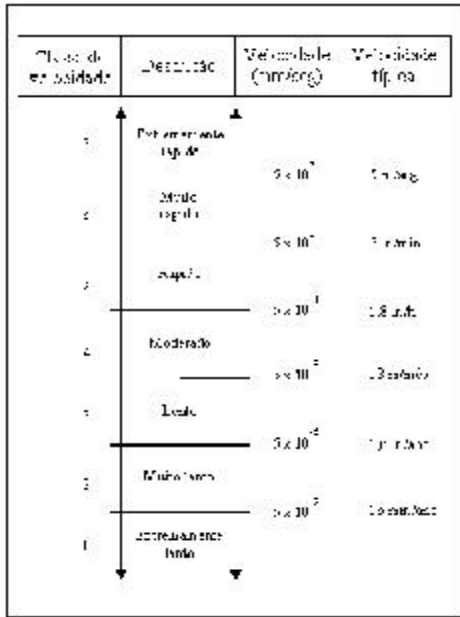


Figura 3 : Escala de movimento de Massa de Varnes, 1958 (Turner e Schuster, 1996).

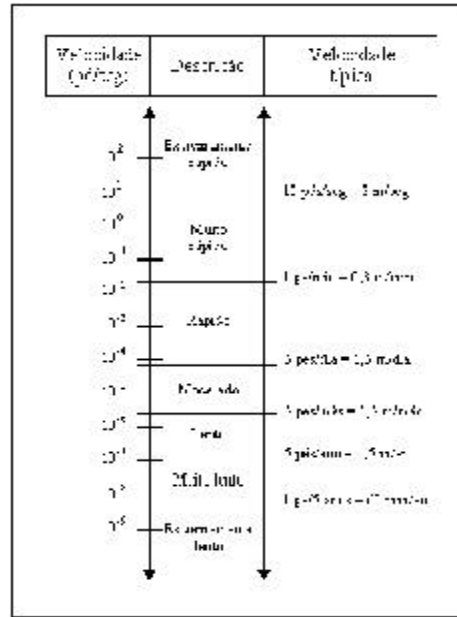


Figura 4 : Escala de movimento de Massa modificada de Cruden e Varnes, 1996 (Lacerda, 2003).

Varnes (1984) chamou atenção da Organização para Assistência a Desastres das Nações Unidas (*United Nations Disaster Relief Organization*) para a terminologia na qual o *risco específico*,  $R_s$ , ou grau de perda esperado durante o movimento, pode ser estimado como produto da probabilidade de ocorrência do fenômeno na área dada ( $H$ ) e a vulnerabilidade ( $V$ ), que é o grau de perdas de elementos de risco (população, bens e atividades econômicas) na área em questão. A vulnerabilidade varia de 0 a 1. Nesta terminologia a vulnerabilidade de escorregamento cresce com a velocidade, porque é esperado que escorregamentos extremamente rápidos causem maiores perdas de vidas e bens que movimentos lentos.

Um parâmetro difícil de medir em escorregamentos sem instrumentação adequada é a distorção interna da massa deslocada, sendo este de grande importância, pois as estruturas sobre massa em movimento, geralmente são danificadas em proporção com as distorções internas em suas fundações. Por exemplo, no caso da encosta de Lugnez na Suíça (Huder, 1976), a área é de 25 km<sup>2</sup> e esta se movimenta encosta abaixo com um ângulo de inclinação de 15° e velocidade de 0,37 m/ano. O movimento é observado desde 1887 e nas seis vilas de 300 anos de idade sobre a encosta; casas e igreja com torre de sino, nenhuma destas estruturas sofreram danos quando se deslocaram, pois o movimento foi em bloco, sem distorção. O assunto *distorção* será discutido adiante. Os danos dependem do tipo de escorregamento e cada tipo requer uma consideração individual.

A velocidade de escorregamento é um parâmetro do qual o poder de destruição requer uma definição independente. A Tabela 2 define o provável poder de destruição de sete classes de velocidades de movimentos da escala modificada de velocidades de escorregamentos (Figura 4).

Vários casos históricos, os quais os efeitos de escorregamentos no homem e suas atividades estão bem descritos e que as velocidades dos movimentos são conhecidas, constam na Tabela 3, sugerindo uma correlação entre vulnerabilidade e velocidade de escorregamento.

Um importante limite é identificado entre as velocidades de movimentos muito rápidos e extremamente rápidos (ver Figura 4), que é a velocidade aproximadamente equivalente a de um homem correndo (5 m/seg). Outro limite importante é entre as classes de movimentos lentos e muito lentos (1,6 m/ano), abaixo do qual algumas estruturas em escorregamento ficam intactas.

**Tabela 2 :** Definição do provável poder de destruição das diferentes classes de velocidade de escorregamentos (Cruden e Varnes, 1996 e Lacerda, 2003).

Classe de velocidade do escorregamento	Provável poder destrutivo
7	Catástrofe de grandes proporções; edifícios destruídos pelo impacto do material deslocado, muitas mortes; fuga pouco provável.
6	Algumas vidas perdidas; velocidade muito grande para que todas as pessoas possam escapar.
5	Evacuação de pessoas possível; estruturas, bens e equipamentos destruídos.
4	Algumas estruturas temporárias e robustas podem ser temporariamente mantidas.
3	Obras de remediação podem ser executadas durante o movimento; estruturas resistentes podem ser mantidas com trabalhos freqüente de manutenção se o movimento total não for muito grande em uma dada fase de aceleração.
2	Algumas estruturas permanentes podem ficar intactas durante o movimento.
1	Movimento imperceptível sem instrumentação; Construção possível com precaução.

**Tabela 3 :** Exemplos de escorregamentos com os danos causados (Turner e Schuster, 1996).

Classe de velocidade do escorregamento	Nome do escorregamento ou localização	Referência	Velocidade estimada do escorregamento	Danos
7	Elm	Heim(1932)	70 m/seg	115 mortes
7	Goldau	Heim (1932)	70 m/seg	457 mortes
7	Jupile	Bishop (1973)	31 m/seg	11 mortes, casas destruídas
7	Frank	McConnell e Brock (1904)	28 m/seg	70 mortes
7	Vaiont	Mueller (1964)	25 m/seg	1900 mortes por causa indireta
7	Ikuta	Engineering News Recird (1971)	18 m/seg	15 mortes e equipamentos destruídos
7	St. Jean Vianney	Tavernas et al. (1971)	7 m/seg	14 mortes e estruturas destruídas
6	Aberfan	Bishop (1973)	4,5 m/seg	144 mortes e alguns prédios danificados
5	Canal do Panamá	Cross (1924)	1 m/min	Equipamentos apanhados e pessoas escaparam
4	Handlova	Zaruba e Mancl (1969)	6 m/dia	150 casas destruídas e evacuação completa
3	Schuders	Huder (1976)	10 m/ano	Rodovia mantida com dificuldade
3	Wind Mountain	Palmer (1977)	10 m/ano	Rodovia e estrada de ferro com necessidade de freqüente manutenção e prédios reformados periodicamente
2	Lugnez	Huder (1976)	0,37 m/ano	Seis vilas na encosta intactas
2	Little Smoky	Thomson e Hayley (1975)	0,25 m/ano	Ponte protegida por junta deslizante
2	Klosters	Haefeli (1965)	0,02 m/ano	Manutenção em túnel e ponte protegida com junta deslizante
2	Ft. Peck Spillway	Wilson (1970)	0,02 m/ano	Movimentos imperceptíveis, talude aplainou

### 3. Fluência – “creep”

A *fluência* é, segundo Terzaghi, um movimento contínuo e imperceptível que ocorre com velocidade média menor que um pé por década, isto é, em torno  $10^{-6}$  mm/seg. O limite de velocidade de movimento imperceptível na escala da Figura 4 é, conservadoramente, mais baixa que a de Terzaghi. Velocidades de movimentos ainda mais baixas podem ser detectadas através de instrumentação adequada (Kostak e Cruden, 1990).

Alguns autores (Walker, 1969) definem fluência ou “creep” como algum pequeno acréscimo de deformação com o tempo.

Lacerda (1976), define fluência como a deformação da massa de solo sob estado de tensões constantes e volume ou poro-pressão constantes.

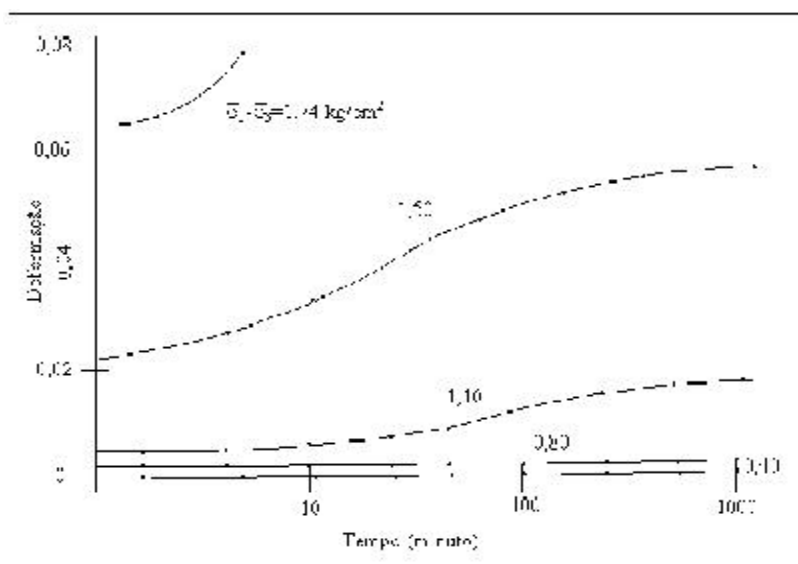
Varnes (1978) definiu *fluência* como na mecânica dos materiais, isto é, a deformação que continua ocorrendo sob tensão constante.

Pode-se ainda acrescentar a definição restrita dada por Martins (1992);

“Entende-se por “creep” não drenado o fenômeno de deformação ao longo do tempo sob condições não-drenadas e estado de tensões totais constantes”.

A definição dada por Lacerda (1976) engloba o adensamento secundário (poro-pressão constante) e o “creep” não drenado (volume constante), mas não o adensamento primário (volume e poro-pressão variáveis).

De acordo com as definições dos diversos autores, *fluência* será aqui considerada, a deformação da massa de solo com o tempo sob estado de tensões totais constantes. A Figura 5 mostra resultados típicos de ensaios triaxiais de amostra de solo em fluência para diferentes valores de tensão desviadora ( $s_3-s_1$ ).



**Figura 5** : Gráfico *deformação x tempo* de ensaio triaxial com tensão desviadora ( $s_3-s_1$ ) constante, em argila amolgada realizado por Wu *et al*, 1962 (Lacerda, 1976).

#### 3.1 Trabalhos relevantes sobre fluência em solos

De acordo com a literatura técnica, intensificaram-se nos anos sessenta as pesquisas para melhor compreender o comportamento tensão e deformação de materiais com o tempo e, até os dias de hoje, este assunto motiva a comunidade científica. Dentre os diversos trabalhos sobre o tema, destacam-se os trabalhos de Campanella (1965), Singh e Mitchell (1968), Lacerda (1976) e Martins (1992).

Campanella (1965) usou a Teoria dos Processos Cinéticos, “Rate Process Theory”, como desenvolvido por Mitchell (1964), para o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos na previsão da velocidade de deformação por fluência em solos.



O trabalho de Singh e Mitchell (1968) trata de um modelo empírico desenvolvido através da análise dos resultados de uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados de fluência. Os autores observaram que havia um padrão estabelecido nas curvas  $(\log t \times \log \dot{\epsilon}_a)$  e de  $(D \times \log \dot{\epsilon}_a)$  que poderia ser modelado, sendo:

$t$  – tempo;

$\dot{\epsilon}_a$  – Velocidade de deformação axial e

$D$  – Tensão desviadora.

Os autores identificaram parâmetros de fluência e apresentaram uma equação para determinação da velocidade de deformação por fluência para ensaios triaxiais em argilas saturadas.

O trabalho de Lacerda (1976), retrata principalmente o fenômeno da relaxação de tensão nos solos, porém a realização de ensaios de fluência e resistência foi necessária para estabelecer o embasamento para a uma melhor compreensão e interpretação dos ensaios de relaxação realizados.

Ele trabalhou com ensaios triaxiais de fluência e relaxação de tensões em situações drenadas e não drenadas em amostras da argila da Baía de San Francisco, caulinita, argila do Vale de Ygnacio e areia de Monterrey, sendo esta última utilizada somente em ensaios de relaxação de tensões. Lacerda (1976) realizou inúmeros experimentos em diferentes situações para o estudo do comportamento das amostras nas situações impostas.

Martins (1992) desenvolveu um modelo que considera as características reológicas dos solos, no caso por ele estudado, argila saturada. Partindo do Princípio das Tensões Efetivas (Terzaghi, 1936), o trabalho procura respostas para os fenômenos ocorridos nos solos que não se explicam com o Princípio, tais como: os efeitos da velocidade, a fluência e a relaxação de tensões.

A partir do fato que o solo saturado é composto de grãos e água, ele verificou que a viscosidade da água nas proximidades do grão é cada vez maior até que na interface com o grão essa água é chamada água adsorvida ou água sólida. Afastando-se do grão a partir de determinada distância, essa água é denominada água livre, sendo a resistência ao cisalhamento dos solos, composta de uma parcela de atrito e outra de viscosidade.

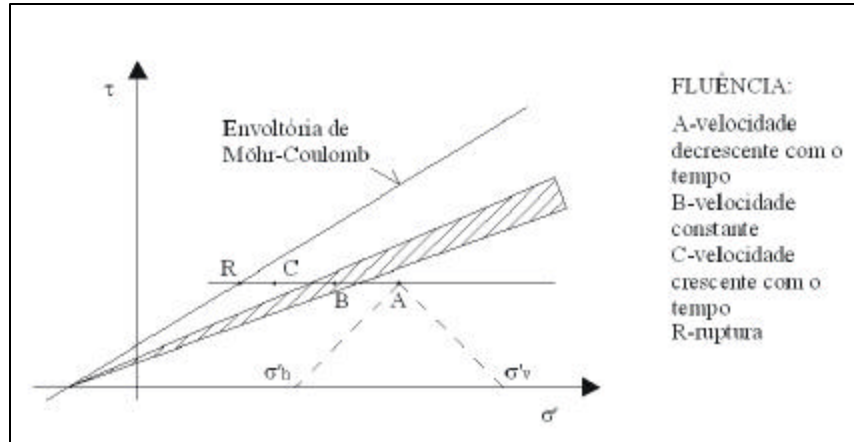
Tomando por base sua interpretação, Martins (1992) propôs o Princípio das Tensões Efetivas Expandido e demonstra que a ordenada do círculo de Mörh é a soma das ordenadas de duas elipses, denominadas pelo autor de elipse de atrito ou de Coulomb e elipse de viscosidade ou de Taylor.

### **3.2 Aspectos do comportamento de encostas na fluência**

Foram citados nos itens anteriores, diversos trabalhos sobre fluência, que fornecem definições e possibilitam uma percepção clara do fenômeno em solos quando relacionados a ensaios de laboratório. É importante, porém, a correlação destes conhecimentos com o que ocorre na prática no objeto de estudo: encostas naturais.

Vários pesquisadores trataram da fluência em solos relacionando com movimento em encostas, dentre eles: Saito e Uezawa (1961), Saito (1965, 69, 70, 80), Saito e Yamada (1973), Liam Finn e Shea (1973), Kawamura (1985), Hayashi (1988), Azimi (1988), Fukuzono (1990) e Salt (1989). Estes estudos foram desenvolvidos para previsão do tempo de ruptura por fluência.

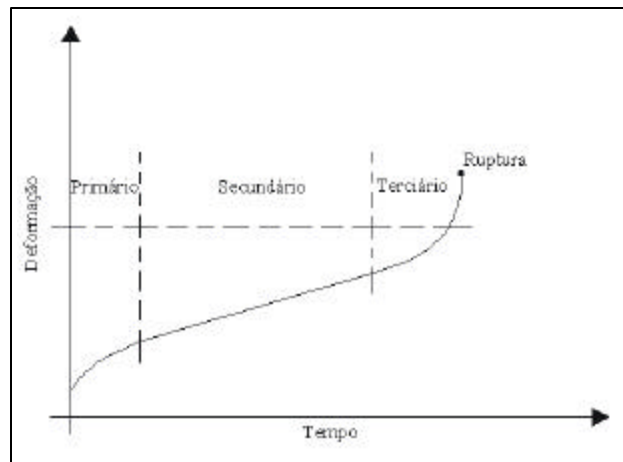
A Figura 6 relaciona graficamente as tensões normais efetivas e cisalhantes, mostrando três diferentes áreas nas quais os estados de tensões de um talude podem se situar, assim como obteve Suklje (1969) de ensaios triaxiais. Na área mais abaixo a velocidade de deformação por fluência decresce com o tempo, e o talude é estável; na área mais acima, a velocidade de deformação por fluência é constante e a massa de solo movimentada-se continuamente; na área superior, a velocidade de deformação por fluência cresce com o tempo e o talude pode romper.



**Figura 6:** Esquema das faixas características de fluência como observado nos ensaios triaxiais (Suklje, 1969).

Observa-se que, ao relacionar-se deformação com tempo no gráfico ( $x$ )/ $t$ , estas desenvolvem-se, no gráfico, podendo ser caracterizadas em três estágios (Figura 7), como segue:

- 1) O primeiro estágio ou de fluência primária, corresponde ao trecho da curva onde a velocidade de deformação tende a diminuir ou até mesmo tornar-se nula com o tempo;
- 2) O segundo estágio ou de fluência secundária corresponde a um trecho aproximadamente linear com inclinação constante;
- 3) O terceiro e último estágio ou de fluência terciária caracteriza-se por apresentar deformações crescentes de forma exponencial até a ruptura.



**Figura 7:** Estágios da fluência (Guimarães e Spada, 1997).

É importante observar que resultados experimentais em solos mostram que o trecho que representa o segundo estágio de fluência ou fluência secundária aproxima-se de um ponto no gráfico  $\log x \log t$ , isto é, na prática, a velocidade de deformação é uma curva bem definida e contínua e não apresenta intervalo particular de tempo no qual possa ser considerada constante, como admitido na caracterização acima.

Tratando o assunto de forma prática, observa-se que o solo responde quando algum fator externo atua sobre ele, como por exemplo, um corte ou escavação no sopé de uma serra. Rachaduras podem ocorrer na encosta com movimentos no sentido da superfície de menor cota altimétrica. Isto indica que a massa de solo está acomodando-se para atingir um novo ponto de equilíbrio, podendo ocorrer um escorregamento.

Para aplicação dos conceitos de fluência na análise do comportamento de encostas é necessário ter algum conhecimento sobre o tipo de deslocamento que ocorreu e seu histórico.

Para ilustrar esta seção do trabalho, serão citados abaixo, de acordo com Guimarães e Spada (1997), três métodos de Saito (1961, 69 e 80), tidos como referência no assunto, que foram desenvolvidos a partir de ensaios de fluência realizados em solos de várias partes do mundo e considerando dados de rupturas por escorregamento ocorridos em ferrovias japonesas.

Saito e Uezawa (1961) apresentaram resultados de ensaios de fluência, realizados em diferentes solos de vários lugares do mundo, em gráfico em que o tempo até a ruptura por fluência foi traçado em escala logarítmica, com a velocidade de deformação também em escala logarítmica. No gráfico, os resultados dos ensaios localizavam-se em um trecho aproximadamente retilíneo, podendo-se obter, então, a equação a seguir:

$$\log t_r = c - m \cdot \log \dot{\epsilon} \quad (1)$$

sendo;

$t_r$  – Tempo de vida até a ruptura;

$C, m$  – Constantes;

$\dot{\epsilon}$  – Velocidade de deformação.

A partir de dados disponíveis, a equação 1 foi reescrita, como segue;

$$\log t_r = 2,33 - 0,916 \cdot \log \dot{\epsilon} \quad (2)$$

sendo;

$t_r$  em minutos e a velocidade de deformação em  $10^{-4}$  por minuto.

Estes cálculos foram baseados em ensaios de fluência em laboratório e em rupturas por deslizamento em ferrovias japonesas. Os dados apresentam os deslocamentos superficiais medidos em encostas com o tempo para previsão do tempo de ruptura. Os deslocamentos medidos foram posteriormente transformados em deformações e os pares *deformação x tempo* utilizados para verificar as considerações. Saito e Uesawa (1961), porém, não explicaram claramente como chegaram às deformações a partir dos deslocamentos de campo.

Da equação 2, considerando  $0,916 = 1$  e adotando o logaritmo natural, obteve-se:

$$t_r \cdot \dot{\epsilon} = 214 \quad (3)$$

Em 1969, Saito melhorou seu método e apresentou um novo modelo partindo da equação 2. O primeiro método é válido somente para a fluência secundária e com a nova proposta, o tempo transcorrido até a ruptura pode ser determinado considerando também o terceiro estágio de fluência da curva *e x t*. Saito chegou, então, à expressão abaixo:

$$\Delta l = l_0 \cdot a \cdot \log \frac{t_r - t_0}{t_r - t} \quad (4)$$

sendo;

$\Delta l$  – Deslocamento;

$l_0 \cdot a$  – Constante;

$t_0$  – Tempo, o qual é considerado  $\dot{\epsilon} = 0$ ;

$t$  – Tempo no instante observado;

$t_r$  – Tempo de ruptura por fluência;

$(t_r - t)$  – Tempo restante para ruptura.

Esta equação permite a utilização de medidas de deslocamento e não de deformação.

Devido ao fato de que esta solução contém três constantes que precisam ser conhecidas;  $l_0 \cdot a$ ,  $t_r$  e  $t_0$ , o autor apresentou processos gráficos que resolvem essa indeterminação. O segundo e o terceiro método (1969 e 80) de Saito propõem, a partir da equação 4, métodos gráficos, que relacionam deformação e tempo, para obtenção do tempo restante para ruptura por fluência em encostas.

Nos exemplos de utilização dos métodos em casos reais, estes apresentaram razoável acurácia (Vieira, 1997).

#### 4. Investigação de área de encosta em movimento

Devido à complexidade de fenômenos envolvidos, a compreensão do comportamento de uma encosta natural em movimento exige uma criteriosa investigação do caso, que pode envolver, dependendo da situação, trabalhos de campo e de laboratório durante muito tempo.

De acordo com Johnson e DeGraff (1988) é de grande importância a correta formulação da investigação, que envolve dois componentes básicos:

- ✓ Identificação da questão ou questões que a investigação precisa responder, isto é, uma clara definição do propósito da investigação, e;
- ✓ Definição dos aspectos da investigação, como: extensão, área, profundidade e duração.

Uma formulação negligente pode gerar uma investigação ineficiente. Esta poderá levar mais tempo, ser mais cara e não fornecer a informação desejada.

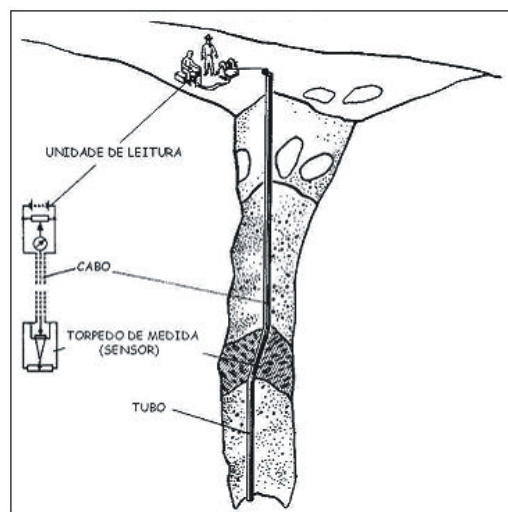
#### 5. Instrumentação de encosta

De uma forma geral, a instrumentação de obras e áreas de risco significa sistematizar as observações sobre o comportamento das mesmas (Guidicini e Nieble, 1983), sendo uma prática que cresce de importância nos dias atuais, devido ao porte das obras e muitas vezes sua localização em relação a comunidades e áreas de significância ambiental. Isto provoca uma necessidade de acompanhamento contínuo “*in situ*” das diversas variáveis determinadas no projeto, para verificar possíveis discrepâncias entre os valores previstos e reais, ou identificar fenômenos que possam provocar a instabilidade do objeto em observação, seja este uma obra ou uma área de encostas naturais.

Para o caso de encostas naturais, a maioria da instrumentação existente se baseia no controle de movimentação. As medidas de deformação são relacionadas com o tempo e lançadas em gráficos.

##### 5.1 Inclinômetro

O Inclinômetro é um medidor de inclinação composto de haste cilíndrica (torpedo), cabo do torpedo, unidade de leitura e tubo flexível (Figuras 8). O torpedo possui um sensor embutido no seu interior e duas ou quatro rodas distribuídas nas laterais (Figura 10). As rodas se encaixam nas ranhuras existentes no tubo flexível enterrado no solo (Figura 9), fazendo com que o sensor acompanhe a direção do tubo. É então medida a inclinação do tubo em intervalos constantes para obtenção dos deslocamentos horizontais. O tubo normalmente é instalado no furo de sondagem.



**Figura 8** : Esquema de utilização e componentes do inclinômetro removível (Schultze e Muhs, 1967).

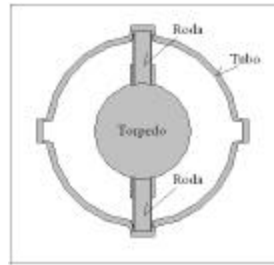


Figura 9 : Seção transversal do tubo com o torpedo.

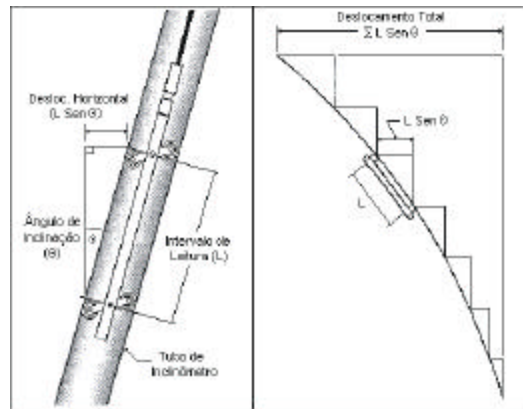


Figura 10 : Princípio para determinação do deslocamento horizontal com o inclinômetro removível.

Um dado importante obtido através dos resultados do inclinômetro é a distorção. Assim como considerado por Oliveira (1999) a distorção é o arco cuja tangente é dada pela inclinação da reta que liga dois pontos consecutivos da curva de deslocamento horizontal (Equação 5).

$$Distor(\%) = 100\% \cdot \arctg\left(\frac{d_{h1} - d_{h2}}{z_1 - z_2}\right) \quad (5)$$

Onde:  $\delta_{h1}$  e  $\delta_{h2}$  são os deslocamentos horizontais nas profundidades  $z_1$  e  $z_2$ , respectivamente.

Por questões dimensionais, considerando os movimentos aqui estudados, utiliza-se as distorções em termos de por mil e não por cento como indicado na equação 6:

$$Distor(^{\circ}/_{\infty}) = 1000^{\circ}/_{\infty} \cdot \arctg\left(\frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{z_1 - z_2}\right) \quad (6)$$

A partir da determinação da distância horizontal (*Deflex*), distorção (*Distor*) e resultante (*Result*) para cada ponto da profundidade total medido no tubo do inclinômetro, faz-se a representação gráfica, como segue para o caso mostrado na Figura 11:

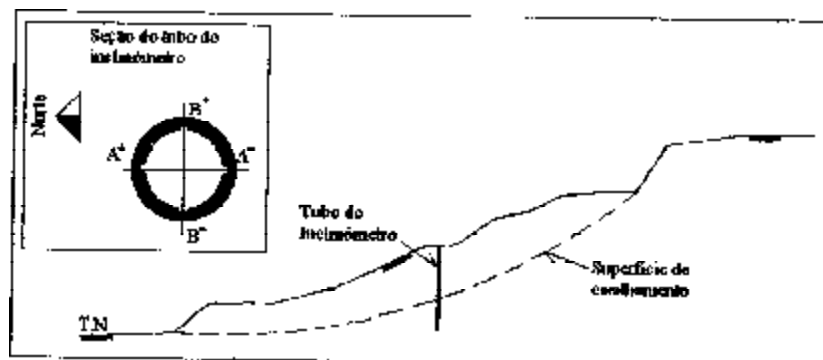


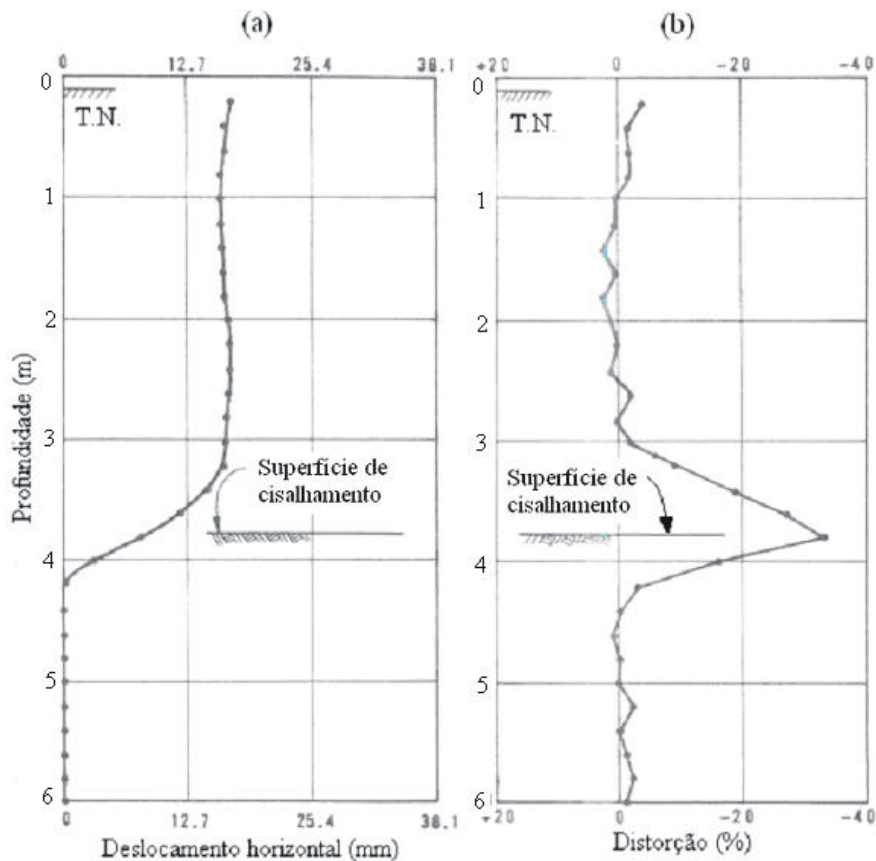
Figura 11 : Encosta em movimento com tubo de inclinômetro.

Na situação hipotética da Figura 11, a profundidade da superfície de cisalhamento, assim como a direção e o sentido do movimento do tubo nesse ponto, podem ser identificados através da análise dos resultados obtidos com o inclinômetro, como se pode observar nos gráficos das figuras 12(a), 12(b) e 13.

Para cada eixo obtêm-se gráficos de deslocamento horizontal e distorção relacionados com a profundidade.

Com a representação dos vários valores de deslocamento dos eixos “A” e “B” em gráfico que relacione os dois valores, em épocas diferentes em determinada profundidade, por exemplo, na profundidade da superfície em movimento, obtêm-se o caminho da movimentação ocorrida no período.

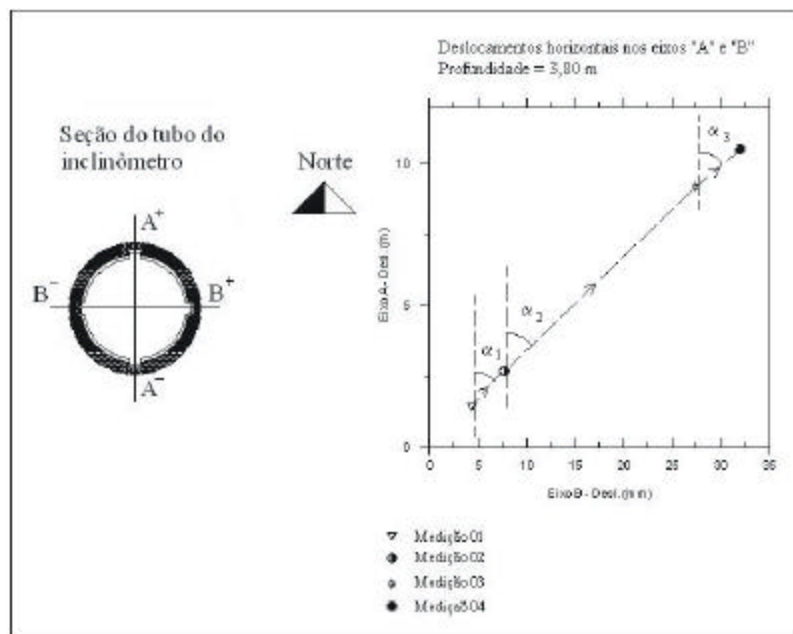
Como se observa na Figura 13, tendo o norte como referência, a direção (através do ângulo a que o caminho de deslocamento faz com o norte) e o sentido (através da seqüência cronológica das medições) do movimento, são facilmente identificados.



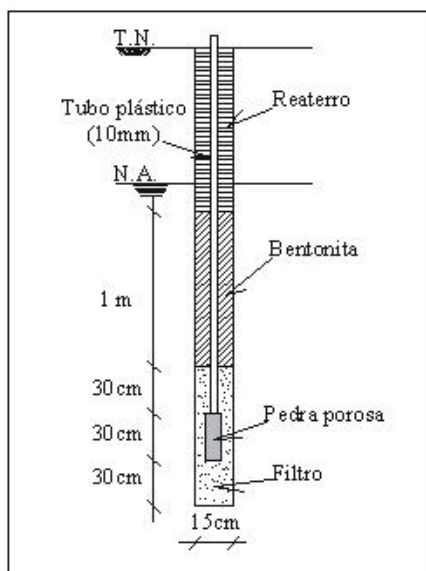
**Figura 12** : Gráficos; (a) *deslocamento horizontal (mm) x profundidade (m)* e (b) *distorção (%) x profundidade (m)*, ambos no eixo “A”, com identificação das superfícies; do terreno natural e em movimento.

## 5.2 Piezômetro Casagrande

É o piezômetro mais simples e mais utilizado, composto de um tubo, o qual em sua extremidade inferior possui um elemento cerâmico ou de plástico poroso, podendo este elemento ser substituído por furos no próprio tubo do piezômetro. O tubo é colocado em furo no solo até a profundidade onde se pretende obter a poro-pressão. A extremidade inferior deve ser envolvida com material de filtro, areia grossa e brita na proximidade do piezômetro e sobre estas, areia fina. A extremidade superior é aberta para a medição da posição da coluna d’água sobre o ponto instrumentado. A medição é feita com uma escala que identifique a superfície da água. O piezômetro deste tipo deve ser hidráulicamente isolado com a colocação de uma camada de bentonita sobre a areia fina, devendo-se complementar o restante do tubo até a superfície com material adequado ou pasta de cimento. Na Figura 14 encontra-se o esquema gráfico do instrumento (Brunsden e Prior, 1984).



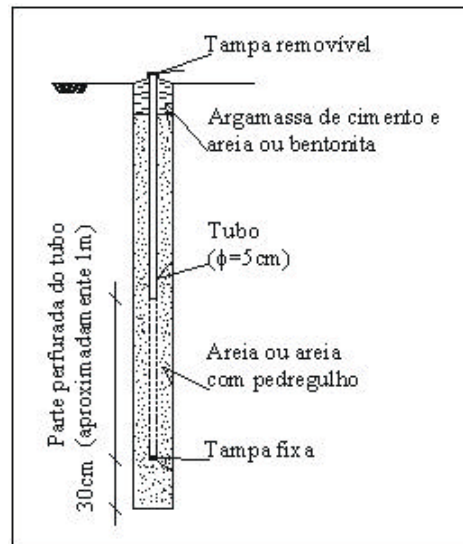
**Figura 13** : Gráfico orientado pelo norte, relacionando *deslocamento horizontal no eixo "A" (mm) x deslocamento horizontal no eixo "B" (mm)*, na profundidade de 3,80m (superfície em movimento), em 4 medições realizadas em épocas diferentes.



**Figura 14** : Esquema do piezômetro tipo Casagrande (Turner e Schuster, 1996).

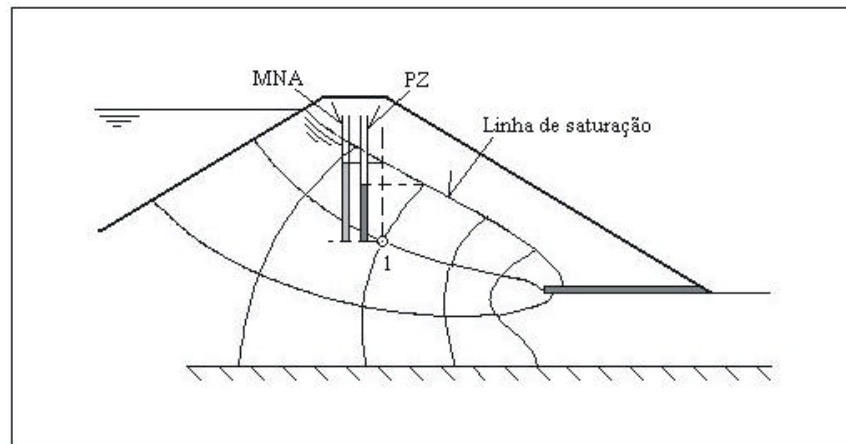
### 5.3 Medidor de nível de água

Composto de um tubo com extremidade contendo furos, que deve ser colocado em perfuração no solo e envolvido em material de filtro. O tubo deve ser fixado com argamassa de cimento e areia ou bentonite em sua parte superior próxima à superfície ou em camada acima da posição do nível freático (Figura 15). Assim como no piezômetro Casagrande, a medição é feita com uma escala que identifique a superfície da água no interior do tudo, que no caso do medidor de nível d'água corresponderá sempre exatamente ao nível freático.



**Figura 15** : Esquema do medidor de nível d'água.

Vale salientar que em um mesmo ponto de um maciço de terra ou rocha, as medições obtidas com o piezômetro e com o medidor de nível d'água podem ser diferentes. Na Figura 16 é mostrado um exemplo típico desta situação, onde no ponto "1" no interior de uma barragem, obtém-se a leitura do medidor de nível d'água (MNA) superior a do piezômetro (PZ). A representação gráfica da rede de fluxo na Figura 16 indica os níveis das colunas d'água nos instrumentos, tornando claro que esta diferença se deve a perda de carga hidráulica verificada no ponto medido pelo piezômetro, devido ao fluxo através da massa de terra.



**Figura 16** : Medições com piezômetro e medidor de nível d'água em um mesmo ponto no interior de uma barragem de terra.

## 6. Instrumentação de encosta – caso Coroa Grande - RJ

Apresenta-se a seguir um exemplo com dados obtidos através de instrumentação com 2(dois) inclinômetros, 1 (um) piezômetro e 1(um) medidor de nível d'água de encosta na Serra do Mar no Município de Itaguaí no Estado do Rio de Janeiro. A região de encosta estudada e a área instrumentada encontram-se na Figura 17. O período de monitoramento é de 1988 a 1991. Na Tabela 4, encontra-se a instrumentação utilizada com os respectivos períodos de atividade encontradas na planta de locação da instrumentação (Figura 18).



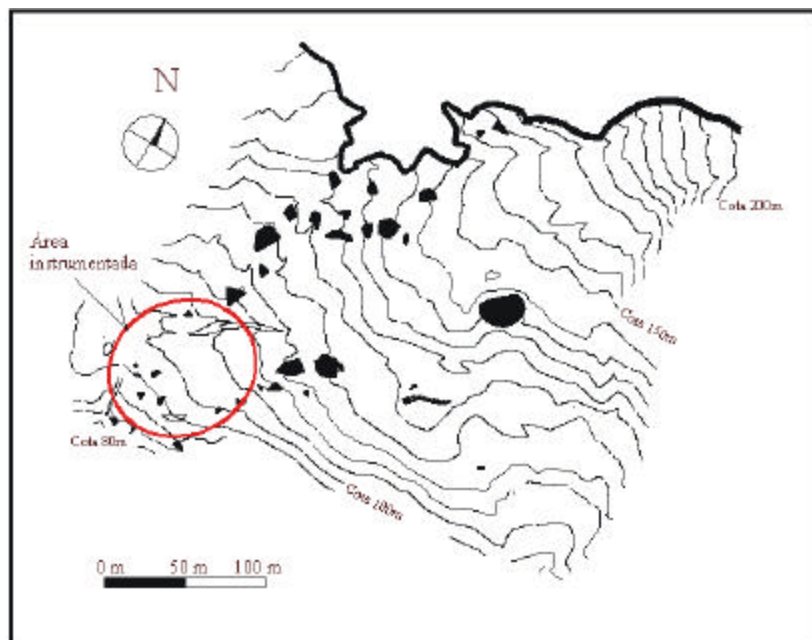


Figura 17: Região de estudo com indicação da área instrumentada.

Tabela 4 – Instrumentação.

Instrumento	Período
Inclinômetro SI-6	Junho 1988 a junho de 1991
Inclinômetro SI-8	Junho 1988 a abril de 1991
Piezômetro PZ-1	Junho de 1988 a maio 1991
Medidor de nível d'água MNA-4	Junho de 1988 a janeiro 1990

Como complemento dos dados disponíveis da instrumentação, e com o objetivo de observar relações com os resultados obtidos, pesquisou-se com os órgãos competentes informações das precipitações no período em questão. Estes valores, fornecidos pela Superintendência Estadual de Rios e Lagos (SERLA-RJ) também serão analisados.

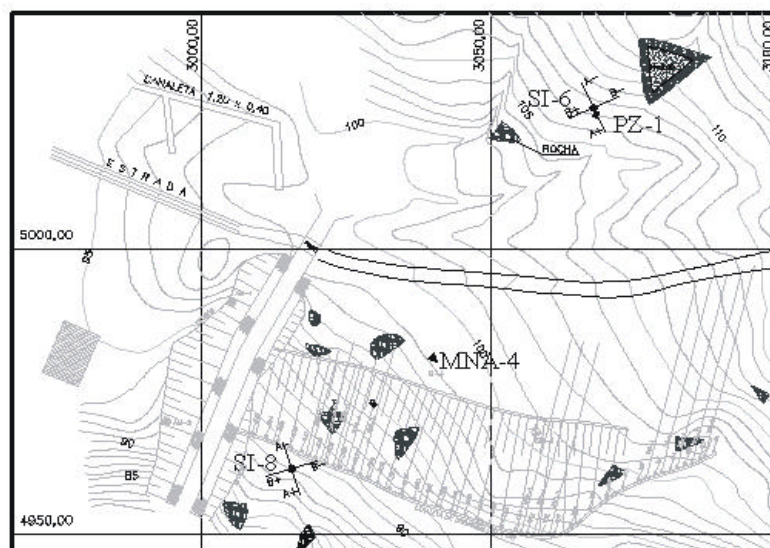


Figura 18 : Localização da instrumentação (GEOMECÂNICA S.A., 1986 – 1992 e TECNOSOLO S. A., 1985 - 2000).

A Figura 19 mostra o perfil da área instrumentada com a indicação da instrumentação e nos inclinômetros SI-6 e SI-8 estão representados também os resultados das sondagens. O perfil considerado segue o alinhamento formado pelos inclinômetros SI-6 e SI-8, sendo a instrumentação restante projetada nesta seção.

A inclinação média da área da encosta instrumentada, objeto deste estudo, é de aproximadamente 17%, sendo o subsolo constituído por duas camadas de solo sobre rocha: a primeira camada, mais superficial, é composta por areia argilosa com pedregulho - material coluvionar; a segunda é de silte argiloso e arenoso com pedregulho - material residual; o leito rochoso, mais profundo, é composto de rocha gnáissica sã, sendo alterada, em algumas partes mais próximas do solo residual.

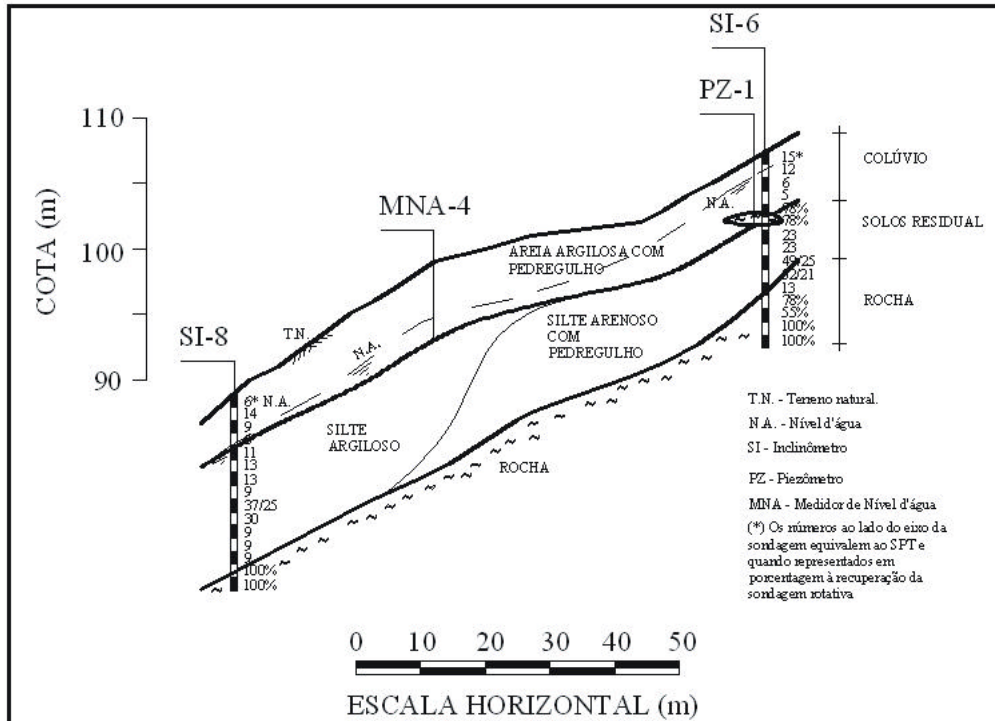


Figura 19 : Perfil da região instrumentada.

## 6.1 Inclinômetros

Para análise dos resultados dos inclinômetros, os valores de deslocamento obtidos das medições nos eixos “A” e “B” são utilizados para o cálculo das resultantes e das distorções. Através da verificação dos resultados identifica-se a profundidade de distorção máxima e nesse ponto a superfície de cisalhamento.

Com a identificação da profundidade crítica ou de cisalhamento, máxima distorção ou ainda de interseção do tubo do inclinômetro com uma possível superfície de ruptura, é importante verificar nesta profundidade:

- ✓ O comportamento do gráfico que relaciona os deslocamentos horizontais nos dois eixos “A” e “B” do tubo do inclinômetro nas diversas medições realizadas (resultante), possibilitando assim a determinação de direção e sentido dos movimentos nos períodos.
- ✓ As variações de deslocamento e suas velocidades com o tempo. Através de seu comportamento, de acordo com as Figuras 3 e 4, é possível caracterizar o movimento quanto à velocidade e sua situação quanto à possibilidade de ruptura.
- ✓ A relação entre as variações das velocidades de deslocamento horizontais e oscilações das precipitações no mesmo período.

Como se observa nas figura 20, a superfície crítica ou de cisalhamento caracterizou-se através da distorção máxima obtida dos resultados do inclinômetro a 5m de profundidade (GEOMECÂNICA S.A., 1986 – 1992 e TECNOSOLO S. A., 1985 - 2000).

A direção da tendência de movimento dos resultados obtidos no período de monitoramento faz 80° com a direção do eixo “A” e o sentido segue o quadrante do pólo positivo dos eixos do inclinômetro (Ver Figura 21).

A velocidade de deslocamento mostra um comportamento com tendência constante, apresentando picos em: junho de 1988, agosto de 1988, novembro a dezembro de 1988, junho a julho de 1989, outubro de 1989, novembro de 1990, janeiro a fevereiro de 1991 e abril de 1991, que de acordo com os gráficos comparativos mostrados nas figuras 22 e 23, são fortemente influenciados pelos picos das precipitações.

Observa-se, de acordo com a Tabela 5 e a classificação de Cruden e Varnes (1996), que os movimentos observados na superfície de cisalhamento, enquadram-se como muito e extremamente lentos. A velocidade de movimento verificada individualmente em cada intervalo entre as medições, mesmo na pior situação, indica que a movimentação da massa de solo é por fluência (Terzaghi, 1950), porém, considerando o período completo de observação, verificam-se variações de velocidade, sugerindo-se, de acordo com Lacerda (2003), que a massa de solo movimentada-se por rastejo.

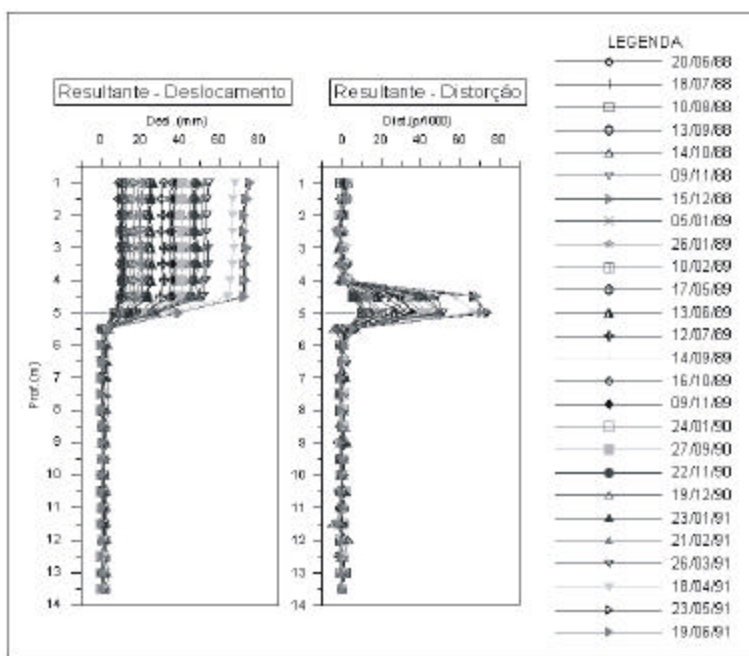


Figura 20 : Representação gráfica dos deslocamentos da resultante no inclinômetro SI-6.

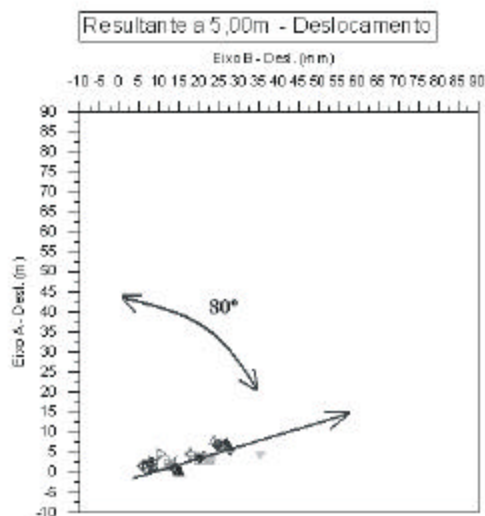


Figura 21 : Representação gráfica dos deslocamentos nos eixos “A” e “B” com indicação de direção e sentido da tendência de deslocamento na profundidade crítica do inclinômetro SI-6.

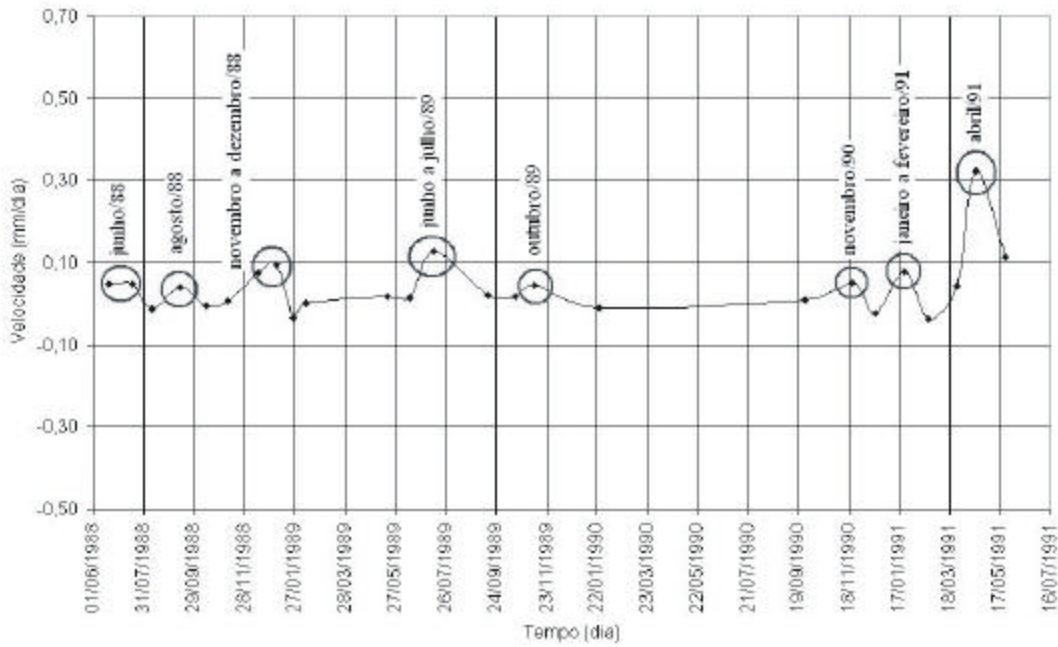


Figura 22 : Velocidade de deslocamento com o tempo no inclinômetro SI-6.

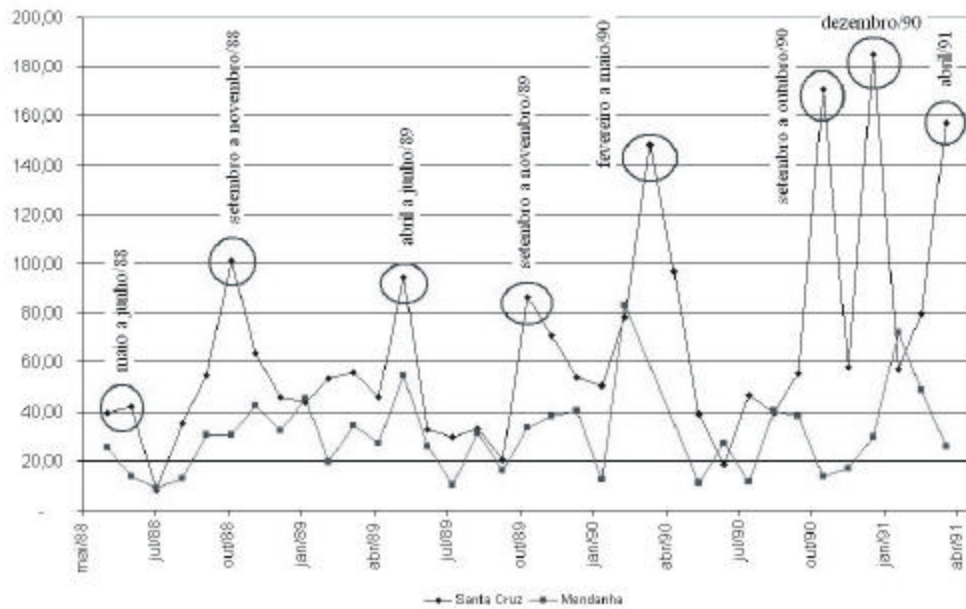


Figura 23 : Precipitações nas estações de Santa Cruz e Mendanha (SERLA-RJ).

**Tabela 5** : Estudo da velocidade do movimento na profundidade crítica no inclinômetro SI-6 (Cruden e Varnes, 1996).

Data	Estudo da velocidade					
	Velocidade (M : Muito, EXT : Extremamente)					
	(mm/seg)			Classificação (Cruden e Varnes, 1996)		
	Eixo A	Eixo B	Resultante	Eixo A	Eixo B	Resultante
20/06/1988	3,72E-07	4,61E-07	5,53E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	M. LENTO
18/07/1988	3,72E-07	4,61E-07	5,53E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	M. LENTO
10/08/1988	4,74E-07	0,00E+00	1,34E-07	EXT. LENTO	PARADO	EXT. LENTO
13/09/1988	2,26E-07	4,18E-07	4,60E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
14/10/1988	3,14E-07	1,39E-08	5,54E-08	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
09/11/1988	2,21E-07	3,17E-08	7,50E-08	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
15/12/1988	7,85E-07	6,69E-07	8,81E-07	M. LENTO	M. LENTO	M. LENTO
05/01/1989	8,46E-07	1,40E-06	1,09E-06	M. LENTO	M. LENTO	M. LENTO
26/01/1989	5,09E-07	3,01E-07	3,90E-07	M. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
10/02/1989	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	PARADO	PARADO	PARADO
17/05/1989	1,28E-07	2,01E-07	1,86E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
13/06/1989	9,65E-08	1,91E-07	1,85E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
12/07/1989	1,49E-06	1,27E-06	1,48E-06	M. LENTO	M. LENTO	M. LENTO
14/09/1989	1,51E-07	2,83E-07	2,45E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
16/10/1989	0,00E+00	2,10E-07	2,07E-07	PARADO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
09/11/1989	9,95E-08	5,19E-07	5,28E-07	EXT. LENTO	M. LENTO	M. LENTO
24/01/1990	7,48E-08	1,18E-07	1,28E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
27/09/1990	7,29E-10	1,09E-07	1,07E-07	EXT. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
22/11/1990	7,25E-07	4,42E-07	5,82E-07	M. LENTO	EXT. LENTO	M. LENTO
19/12/1990	5,73E-07	4,52E-07	2,62E-07	M. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
23/01/1991	2,49E-07	1,02E-06	9,03E-07	EXT. LENTO	M. LENTO	M. LENTO
21/02/1991	5,62E-07	3,14E-07	4,42E-07	M. LENTO	EXT. LENTO	EXT. LENTO
26/03/1991	3,00E-07	5,56E-07	4,84E-07	EXT. LENTO	M. LENTO	EXT. LENTO
18/04/1991	4,48E-07	3,85E-06	3,74E-06	EXT. LENTO	M. LENTO	M. LENTO

No caso do inclinômetro SI-8, a superfície crítica ou de cisalhamento caracterizou-se através da distorção máxima obtida dos resultados do inclinômetro, a 4,5m de profundidade.

A direção da tendência de movimento, dos resultados obtidos no período de monitoramento, faz 58° com a direção do eixo “A” e o sentido segue o quadrante do pólo positivo dos eixos do tubo do inclinômetro.

A velocidade de deslocamento mostra um comportamento constante apresentando picos em: junho de 1988, outubro de 1988, janeiro a fevereiro de 1988, maio a junho de 1989, outubro a novembro de 1990 e abril de 1991, sendo fortemente influenciados pelos picos das precipitações.

Observa-se, assim como no caso do inclinômetro SI-6, que os movimentos observados na superfície de cisalhamento, enquadram-se como muito e extremamente lentos. A velocidade de movimento verificada individualmente em cada intervalo entre as medições, mesmo na pior situação, indica que a movimentação da massa de solo é por fluência (Terzaghi, 1950), porém, considerando o período completo de observação, verificam-se variações de velocidade, sugerindo-se, de acordo com Lacerda (2003), que a massa de solo movimenta-se por rastejo.

Nas figuras 24 e 25, a seguir, estão representados: direções e sentidos dos movimentos, na superfície de cisalhamento, locados em planta a partir dos tubos de inclinômetro e o perfil do subsolo que representa a área instrumentada. No perfil, além das camadas, estão representados: os instrumentos, o nível freático com suas variações de 1986 a 1991 e a superfície de cisalhamento, configurada a partir dos resultados obtidos.

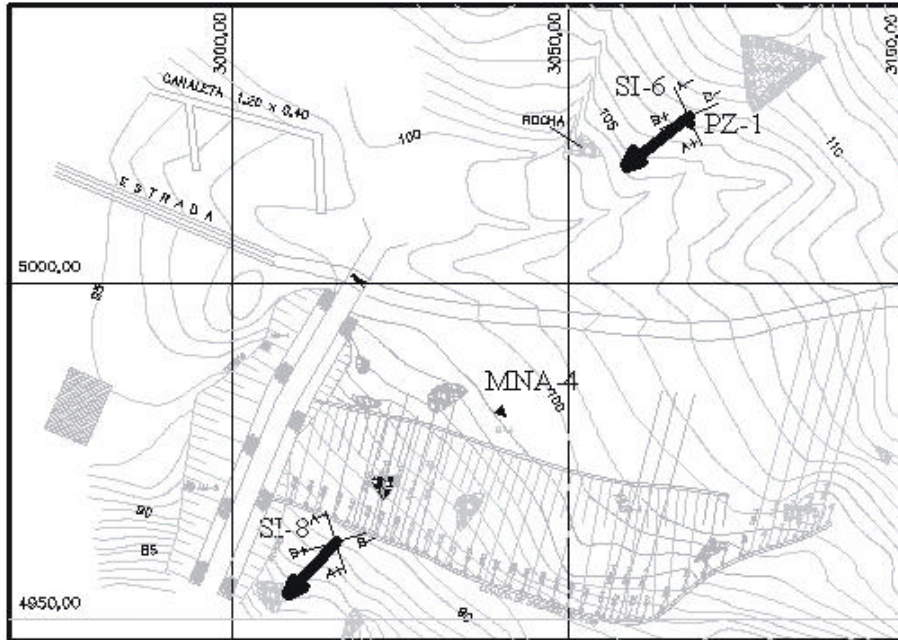


Figura 24 : Direção e sentido dos movimentos nos inclinômetros.

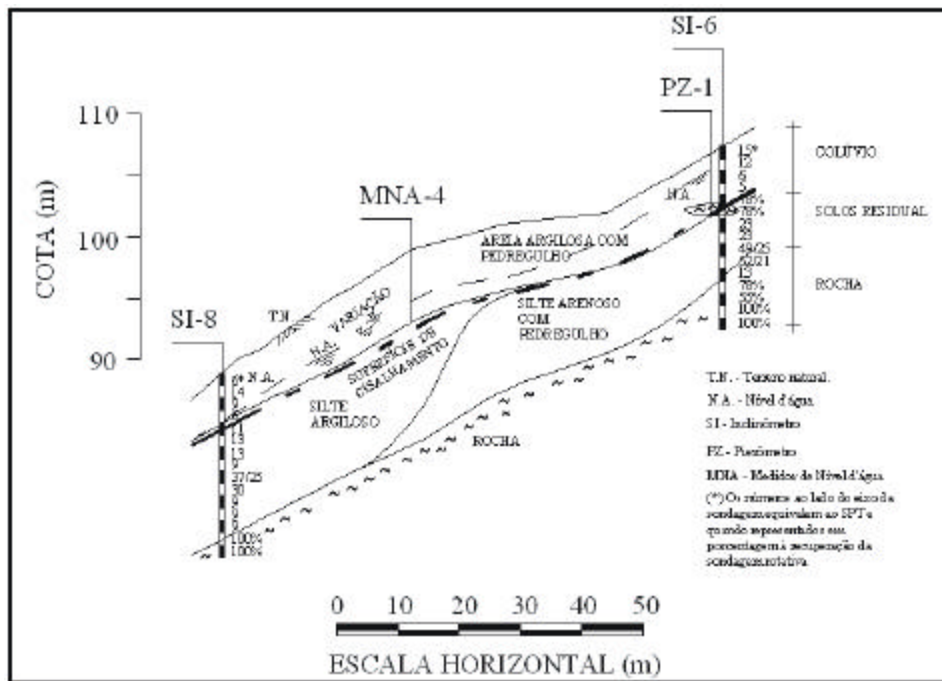


Figura 25 : Perfil da região instrumentada com a indicação de nível freático e superfície de cisalhamento.

## 6.2 Piezômetro e medidor de nível d'água

Neste item, procura-se verificar a influência das chuvas nas variações de cargas hidráulicas piezométricas, conseqüentemente pressões neutras, e níveis freáticos obtidos da instrumentação.

Verificou-se, como mostram as figuras 26 a 28, que os valores de cargas piezométricas e nível d'água elevam-se com o aumento dos valores de precipitações (GEOMECÂNICA S.A., 1986 – 1992 e TECNOSOLO S. A., 1985 - 2000).

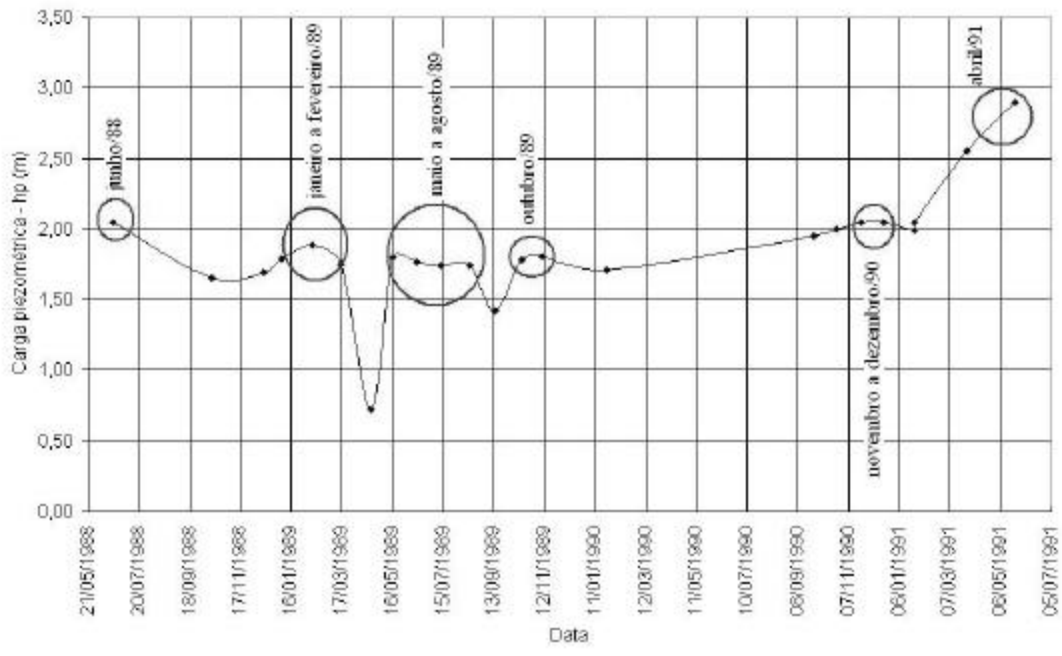


Figura 26 : Picos de carga piezométrica de junho de 1988 a junho de 1991.

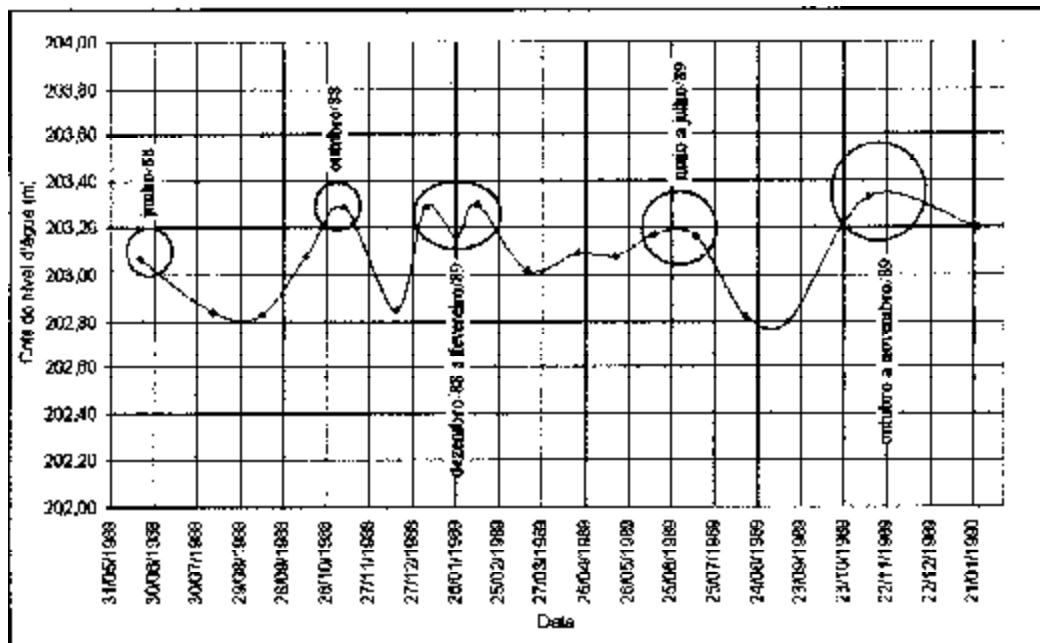


Figura 27 : Picos do nível freático de junho de 1988 a janeiro de 1990.

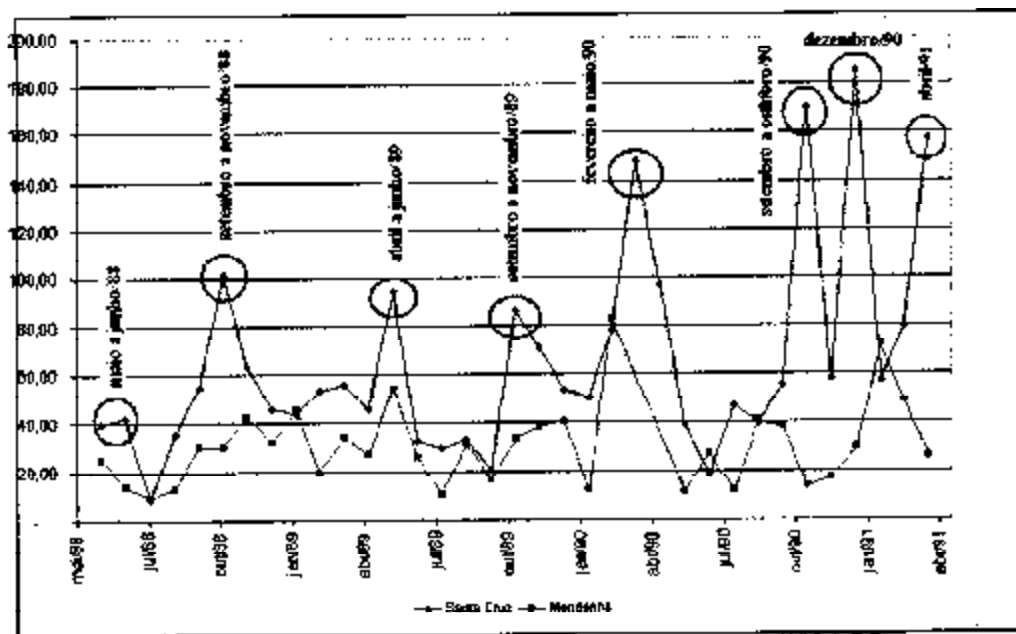


Figura 28 – Picos de precipitações de junho de 1988 a junho de 1991 (SERLA-RJ).

## 7. Conclusões

O período de monitoramento da encosta, estudado neste trabalho, foi de junho de 1988 a junho de 1991, equivalente ao período de atividade da instrumentação aqui analisada.

De acordo com os resultados da instrumentação na região, em todo o período de monitoramento, pode-se observar que a superfície crítica ou de cisalhamento configurou-se na superfície de contato do colúvio com o solo residual, com profundidade variando de 4,5m a 5,0m.

De acordo com os resultados observados no medidor de nível d'água, no período de estudo, a variação máxima do nível freático é de 0,57m e a superfície de cisalhamento localiza-se em solo saturado, mesmo no período seco.

É válido salientar que os inclinômetros SI-6 e SI-8 não foram instalados corretamente, pois normalmente procura-se orientar o eixo "A" com a direção e sentido da tendência de movimento. Estes inclinômetros apresentaram, de acordo com os resultados, direções e sentidos dos movimentos mais próximos aos eixos "B".

O estudo da velocidade de deslocamento, no período de monitoramento, comprovou que o movimento ocorrido na região estudada varia de muito lento a extremamente lento (Cruden e Varnes, 1996). Analisando-se individualmente cada intervalo entre medições, observa-se, mesmo na pior situação, que a movimentação da massa de solo é por fluência (Terzaghi, 1950), porém, considerando o período completo de observação, verificam-se variações de velocidade de deslocamento horizontal, que de acordo com os resultados, são influenciadas pelo regime de chuvas. Isto indica, de acordo com Lacerda (2003), que a massa de solo movimenta-se por rastejo.

O aumento da quantidade de chuva, de acordo com o monitoramento por instrumentação, mostrou provocar acréscimos das cargas hidráulicas piezométricas e velocidades de deslocamento horizontal, assim como elevação do nível freático.

Apesar de variações verificadas nas velocidades de deslocamento horizontal, nas situações estudadas, as tendências de comportamento dos gráficos "*velocidade de deslocamento horizontal x tempo*", não indicaram tendências à ruptura por fluência. Os gráficos indicaram acelerações das velocidades de deslocamento apenas nas estações chuvosas.

O movimento observado no caso mostrado é, considerando sua pior situação, de baixo poder destrutivo. Algumas estruturas permanentes podem ficar intactas durante o movimento. Casos comprovados mostram situações com movimentos na mesma faixa de velocidade e sem danos significativos.

Como se observa, a instrumentação precedida da adequada investigação do subsolo em encostas é de grande importância para a ocupação ou utilização racional destas áreas para diversas finalidades. Com as informações pode-se, inclusive, prevenir-se uma possível catástrofe, que em diversas situações, já ocorridas e relatadas neste trabalho, poderiam ter sido evitadas.



## Referências

- BISHOP, A. W. Stability of tips and spoil heaps. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v. 6, n. 4, p. 335-376, 1973.
- BRUNSDEN, D. Mass movements. In: EMBLETON, C.; THORNES, V. B. (Ed.). *Progress in geomorphology*. London: Arnold, 1979. p. 130-186.
- BRUNSDEN, D.; PRIOR, C. B. *Slope instability*. Wiltshire: John Wiley & Sons, 1984. 619 p.
- CAMPANELLA, R. G. *Effect of temperature and stress on the time-deformation behavior of clays*. Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley, 1965.
- GEOMECÂNICA S.A. *Relatórios dos serviços de instrumentação para monitoração dos movimentos do terreno nos Km 48+300 e 48+500, na faixa do oleoduto TEBIG/REDUC: leituras de instrumentação, 1986 – 1992*. Rio de Janeiro, 1992.
- GLASSTONE, S.; LAIDLER, K.; EYRING, H. *The theory of rate processes*. New York: McGraw-Hill, 1941.
- GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. *Estabilidade de taludes e de escavação*. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 194 p.
- GUIMARÃES, R. B.; SPADA, J. L. G. Creep and prediction of slides in soils. In: PAN-AM. SYMP. LANDSLIDES, 2 / COBRAE, 2., 1997, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1997. p. 353-362.
- HEIM, A. *Bergsturz und menschenleben, beiblatt zur vierteljahrsschrift der naturforschenden gesellschaft in Zurich*. Zurich, 1932. v. 7, 217 p. Tradução N. Skermer com o título Landslides and Human Lives. Vancouver: BiTech Publishers, 1989, 195 p.
- JOHNSON, R. B.; DEGRAFF, J. V. *Principles of engineering geology*. New York: John Wiley and Sons, 1988. 497 p.
- KAWAMURA, K. Methodology for landslide prediction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, São Francisco. *Proceedings...* São Francisco, 1985. v. 3, p. 1155-1158.
- KOSTAK, B.; CRUDEN, D. M. The Moiré crack gauges on the crown of the frank slide. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, n. 6, p. 835-840, 1990.
- LACERDA, W. A. *Notas de aula da disciplina Estabilidade de Taludes – COC-741*. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2003. 13 p.
- LACERDA, W. A. *Stress-relaxation and creep effects on soil deformation*. Ph. D. Thesis Dissertation, University of California at Berkeley, 1976. 293 p.
- MARTINS, I. S. M. *Fundamentos de um modelo de comportamento de solos argilosos saturados*. 1992. 257 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)-COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.
- MORGENSTERN, N. R. Geotechnical aspects of environmental control. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985. Rotterdam. *Proceedings...* Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. v. 1, p. 155-185.
- OLIVEIRA, J. R. M. S. *Controle de estabilidade em aterros sobre solos moles*. 1999. 204 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil)-COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1999.
- SAITO, M. Forecasting the time of occurrence of a slope failure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. *Proceedings...* Montreal: ISSMGE, 1965. v. 2, p. 537-541.
- SAITO, M. Forecasting time of slope failure by terciary creep. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico. *Proceedings...* Mexico: ISSMGE, 1969. v. 2, p. 677-683.
- SAITO, M. Semi logarithmic representation for forecasting slope failure. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 1980, New Delhi. *Proceedings...* New Delhi: ISSMGE, 1980. v. 1, p. 321-324.
- SAITO, M.; UEZAWA, H. Failure of soils due to creep. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1961, Paris. *Proceedings...* Paris: ISSMGE, 1961. v. 1, p. 315-318.

- SAITO, M.; YAMADA, G. Forecasting and results in the case of landslide at akabayama. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscou. *Proceedings...* Moscou: ISSMGE, 1973. v. 3, p. 325-327.
- SANDRONI, S. S. Young metamorphic residual soil-special report. In: PCSMFE, 9., 1991, Santiago. *Proceedings...* Santiago, 1991. v.1, p. 1771-1788.
- SCHULTZE, E.; MUHS, H. *Bodenuntersuchungen für ingenieurbauten*. Berlin: Springer-Verlag, 1967. 722 p.
- SINGH, A.; MITCHELL, J. K. General stress-strain-time function for soils. *Journal SMFD, ASCE*, v. 94, SM-1, p. 21-46, 1968.
- SOUZA NETO, J. B.; LACERDA, W. A.; COUTINHO, R. Q. Variabilidade nos parâmetros geotécnicos de alguns solos residuais brasileiros. In: COBRAE, 3., 2001, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 2001. p. 305-315.
- SOUZA NETO, J. B.; FUTAI, M. M.; LACERDA, W. A. Previsão de ruptura de taludes por fluência. In: COBRAE, 3., 2001, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 2001. p. 69-74.
- SUKLJE, L. *Rheological aspects of soil mechanics*. New York: Wiley Interscience, 1969. 571 p.
- SUPERINTENDÊNCIA ESTADUAL DE RIOS E LAGOAS DO RIO DE JANEIRO. *Dados pluviométricos das estações de Mendanha no período de 1976 a 2000, e Santa Cruz no período de 1976 a 1993*. Rio de Janeiro.
- SUPERINTENDÊNCIA ESTADUAL DE RIOS E LAGOAS DO RIO DE JANEIRO. *Fichas descritivas das estações pluviométricas de Mendanha e Santa Cruz – 1976-2000*. Rio de Janeiro.
- TECNOSOLO - Engenharia e Tecnologia de Solos e Materiais. *Relatórios de controle de estabilidade por monitoramento da encosta entre os Km 48+300 e Km 48+500 do oleoduto TEBIG/REDUC, 1985-2000*. Rio de Janeiro: 2000.
- TERZAGHI, K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. *Proceedings...* Cambridge: ASCE, 1936. p. D-7.
- TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. Landslides-investigation and mitigation: special report 247. In: *Transportation Research Board, National Research Council*. Washington DC: Academy Press, 1996. p. 525-554.
- VARGAS, M. Revisão histórico-conceitual dos escorregamentos da Serra do Mar. *Solos e Rochas*, v. 22, n. 1, p. 53-83, 1999.
- VARNES, D. J. Landslide types and processes. In: ECKEL, E. B. (Ed.). *Special report 29: landslides and engineering practice*. Washington, DC: National Research Council, 1958. p. 20-47.
- VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Ed.). *Special report 176: landslides: analysis and control*. Washington, DC: National Research Council, 1978. p. 11-33.
- VIEIRA, A. Previsão do tempo de ruptura de taludes por creep: revisão crítica dos métodos de Saito e de Kawamura. In: PAN-AM. SYMP. LANDSLIDES, 2 / COBRAE, 2., 1997, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1997. p. 493-509.
- WALKER, L. K. Undrained creep in a sensitive clay. *Geotechnique*, v. 19, n. 4, p. 515-529, 1969.
- WU, T. H.; DOUGLAS, A. G.; GOUGHNOUR. Friction and cohesion of saturated clays. *Journal S. M. F. D. ASCE*, v. 88, SM-3, p. 1-32, 1962.

## **SOBRE OS AUTORES**

### **Marcos Fábio Pôrto de Aguiar**

Eng. Civil UFC 1993; Mestrado Universitat Hannover - Alemanha 1997; Doutorando - COPPE/UFRJ

### **Francisco Chagas da Silva Filho**

Eng. Civil - Unifor – 1986 ; Mestrado COPPE/UFRJ – 1991; Doutorado COPPE/UFRJ – 1998; Pós-doutorado COPPE/UFRJ - 2002

### **Márcio de Souza Soares de Almeida**

Eng. Civil - UFRJ – 1974; Mestrado COPPE/UFRJ 1977; Mestrado University of Cambridge, Inglaterra – 1981; Doutorado University of Cambridge, Inglaterra – 1984; Pós-doutorado ISMED (Itália) e NGI (Noruega) - 1991/1992