

ESTABILIDADE e ESTABILIZAÇÃO de TALUDES

Índice	página
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO À PROBLEMÁTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES	3
1.1 Objectivo do trabalho.....	3
1.2 Importância do estudo de estabilidade de taludes	3
CAPÍTULO 2 TEORIA SOBRE O FENÓMENO DE INSTABILIDADE DE TALUDES	6
2.1 Definição do problema	6
2.1.1 Introdução	6
2.1.2 Sobre o perfil tipo de talude	6
2.1.3 Classificação de taludes.	7
2.1.4 Escorregamento de taludes.....	7
2.1.4.1 Considerações gerais. Classificação de escorregamentos	7
2.1.4.2 Classificação dos movimentos de talude na barreira de Maputo.....	8
2.2 Causas principais de instabilidade na barreira de Maputo.....	10
2.2.1 Introdução	10
2.2.2 Mudança do gradiente do talude.	10
2.2.3 Acréscimo de carga	11
2.2.5 Efeito do nível freático.....	11
2.2.6 Acção do Homem ou antrópica.....	11
2.3 Métodos de análise de estabilidade (taludes em solo).....	12
2.3.1 Tipos de análise.....	12
2.3.2 Métodos determinísticos.	12
2.3.2.1 Procedimentos de análise	12
2.3.2.2 Método de análise das tensões.....	12
2.3.2.3 Método de equilíbrio limite.....	13
2.3.3 Método das probabilidades.....	25
2.4 Métodos de estabilização de taludes	26
2.4.1 Diminuição de inclinação de talude.	26
2.4.2 Drenagem	26
2.4.3 Revestimento do talude	26
2.4.4 Emprego de material estabilizante	26
2.4.5 Muros e ancoragens.....	26
2.4.6 Utilização de banquetas.....	27
2.4.7 Prévia consolidação do solo de fundação	27
CAPÍTULO 3 DESCRIÇÃO DA BARREIRA DE MAPUTO	Error! Bookmark not defined.
3.1 Definição.....	Error! Bookmark not defined.

3.2	Geologia.....	Error! Bookmark not defined.
3.3	Topografia geral e alguns perfis tipológicos.....	Error! Bookmark not defined.
3.4	Hidrogeologia estacionária e ocorrências de risco.....	Error! Bookmark not defined.
3.5	Vegetação	Error! Bookmark not defined.
CAPÍTULO 4 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS DA BARREIRA DE MAPUTO..		Error! Bookmark not defined.
4.1	Introdução.....	Error! Bookmark not defined.
4.2	Granulometria dos solos da região de Maputo.....	Error! Bookmark not defined.
4.3	Dados disponíveis para este trabalho	Error! Bookmark not defined.
4.4	Considerações de conjunto sobre os parâmetros geotécnicos mais representativos	Error! Bookmark not defined.
defined.		
CAPÍTULO 5 ESTUDO ANALÍTICO DE ESTABILIDADE DE ALGUNS PERFIS DA BARREIRA DE MAPUTO		
Error! Bookmark not defined.		
5.1	Introdução.....	Error! Bookmark not defined.
5.2	Programa de cálculo de estabilidade SLOPE.....	Error! Bookmark not defined.
5.3	Considerações de Percolação.....	Error! Bookmark not defined.
5.4	Determinação dos Factores de Segurança.....	Error! Bookmark not defined.
CAPITULO 6 RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....		Error! Bookmark not defined.
CAPÍTULO 7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS		Error! Bookmark not defined.
CAPÍTULO 8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....		Error! Bookmark not defined.
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		27

1 A PROBLEMÁTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES

1.1 Introdução

A estabilidade de taludes depende essencialmente das condições geotécnicas dos maciços envolvidos (geologia, geomorfologia, geohidrologia e geomecânica), da topografia, do regime.

Nos maciços naturais, o seu estudo torna-se mais complicado pelo carácter errático das formações naturais, implicando, para a sua caracterização, significativo investimento em estudos geotécnicos.

1.2 Importância do estudo de estabilidade de taludes

Segundo a teoria clássica os maciços eram considerados matrizes ideais com fragmentos e aos materiais geotécnicos atribuídas propriedades homogéneas. Consequentemente, os estudos analíticos, de um ponto de vista matemático, simplificavam-se grandemente.

No fim do século XIX e início do presente, numerosos acidentes (escorregamentos de taludes) ocorreram nos E.U.A., Panamá, Suécia e Alemanha. Em resposta a estes acidentes foram nomeadas nestes países comissões para estudar os fenómenos decorrentes. Como resultado desta investigação foram relativizados os princípios da teoria clássica e desenvolveram-se novas metodologias analíticas. Em simultâneo o surgimento dos princípios da Mecânica dos Solos, nomeadamente o princípio das tensões efectivas de Terzaghi. A experiência acumulada de casos de escorregamentos, permitiram chegar a algumas soluções consistentes e que têm denotado bom desempenho.

Como exemplos históricos salientam-se dois escorregamentos de grande proporções: o de Saint Goldan, na Suíça, em que uma enorme massa rochosa de 30 m de altura e 1500 m de comprimento, deslizou através da encosta arrasando uma aldeia; um outro, sucedeu em Gross Ventre nas margens de Snake River, no Estado de Wyoming, U.S.A., onde em poucos minutos uma massa estimada em 50 milhões de metros cúbicos escorregou, dando origem a uma barragem natural de 60m de altura [2].

Nos anos de 1966, 1967 e 1972 ocorreram vários escorregamentos em encostas do Estado de Guanabara, Brasil, cuja a gravidade levou à criação do Instituto de Geotécnica para estudar, controlar e prever os fenómenos de instabilidade [14]. É, aliás, no Brasil, onde se tem feito um esforço notável no estudo e monitorização de encostas urbanas de grande potencial de risco. Este esforço é notório no Rio de Janeiro, onde vários fenómenos de instabilização impuseram a criação de

um gabinete especializado do governo do estado, a GeoRio, que para além de uma equipa adstrita a estes estudos, elaborou recentemente um manual de conduta de grande nível .

Os mais recentes escorregamentos notificados ocorreram na América do Norte e Central: o primeiro, no México, em Outubro de 1999, desenvolveu-se numa zona Urbana (La Aurora, Teziutlan) em que morreram mais de 200 pessoas (ver Figura 1); o segundo caso, em Dezembro de 1999, na Venezuela (com particular incidência no Estado de Vargas), após um período longo de forte pluviosidade, teve proporções catastróficas, com um número enorme de desalojados (centenas de milhares) e mortos (estimados em cerca de trinta mil), populações inteiras enterradas e um país com a economia fortemente afectada.

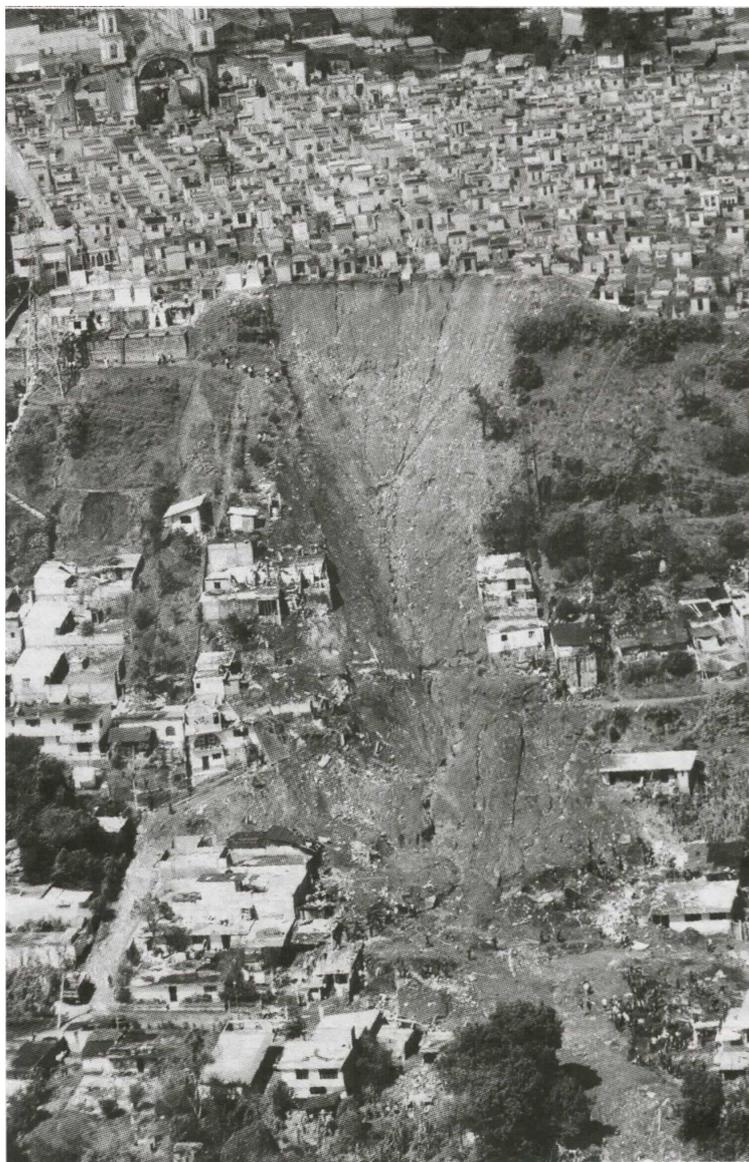


Figura 1. Deslizamento em La Aurora, Tezutlan, México (Outubro de 1999)

Também em países africanos, subtropicais – como Moçambique – este problema tem sido objecto de preocupações. Embora os movimentos de taludes estejam pouco sistematizados, podem ser citados casos como o acidente do Tumbine, ocorrido a 20 de Janeiro de 1998 na província da Zambézia, distrito de Milange onde, segundo o relatório da Direcção Nacional de Geologia, elaborado pela comissão nomeada para investigar a causa, morreram 70 pessoas, desapareceram 97 e foram destruídas importantes vias de acesso [6].

Sobre o escorregamento do Tumbine é interessante citar um jovem sobrevivente, entrevistado pela TVM, que interpretou o fenómeno como tendo sido provocado por “um dragão que vive na montanha e que aparece nos dias de grandes chuvas movimentado as pedras e deitando fogo pela boca. A salvação passa por subir a uma árvore, o que ele fez e sobreviveu ao acidente” (SIC).

Este fenómeno era previsível, segundo a descrição do referido relatório, pois a encosta do monte Tumbine é constituída por rochas muito fracturadas, com intercalações de argilas muito plásticas com notória sensibilidade à infiltração de água.

Na barreira da Capital moçambicana (limitação costeira da zona metropolitana), a diferença de níveis atinge um pouco mais de 60 metros, mas até recentemente não se tinham registado grandes escorregamentos por instabilidade interna dos taludes. Reconhecem-se contudo movimentos de grandes blocos soltos, mais superficiais, que rolaram e obstruíram a Av. Marginal [6] – ver Figura 2.



Figura 2. Deslizamento em Maputo, Moçambique (Fevereiro de 2000)

Os grandes problemas registados na Barreira de Maputo, com em muitas situações semelhantes, estão ligados à participação do Homem por abertura de caminhos, terrenos de mini-exploração agrícola (hortas, etc), redes de esgotos e abastecimento de água insuficientes ou mal enquadrados, que favorecem as condições geradoras de erosões superficiais, causadas nomeadamente pela chuva, acompanhadas por pequenos escorregamentos e sucessivos ravinamentos, deixando “regos” que podem atingir algumas dezenas de metros de profundidade.

Construções erguidas sobre muitas destas encostas, perturbam a estabilidade desta, por remoção vegetal, introdução de cargas, alteração do regime hidráulico das bacias e sub-bacias , aumentando assim o risco de ocorrência de acidentes por escorregamento global.

2 NOÇÕES SOBRE A AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDES

2.1 Definição do problema

2.1.1 Introdução

Os fenómenos naturais de instabilidade decorrem e sempre se manifestam independentemente do domínio da ciência e da tecnologia que o homem desenvolve para os obviar. No entanto, com o tempo o homem vem acumulando experiência que possibilita o aumento do seu conhecimento, uma mais rigorosa análise das causas e dos mecanismos que se desenvolvem e uma maior diversidade de respostas para deles se defender. Pelo método científico procura interpretar qualquer fenómeno por modelos, com tradução numérica. Para isso é necessário estudar a sua natureza, modelar o seu comportamento e traduzi-los em formulações que melhor os simulem.

2.1.2 Sobre o perfil tipo de talude

Definição:

Por talude pode simplificarmente entender-se qualquer inclinação que limita um maciço terroso. (veja-se o exemplo da Figura 3).

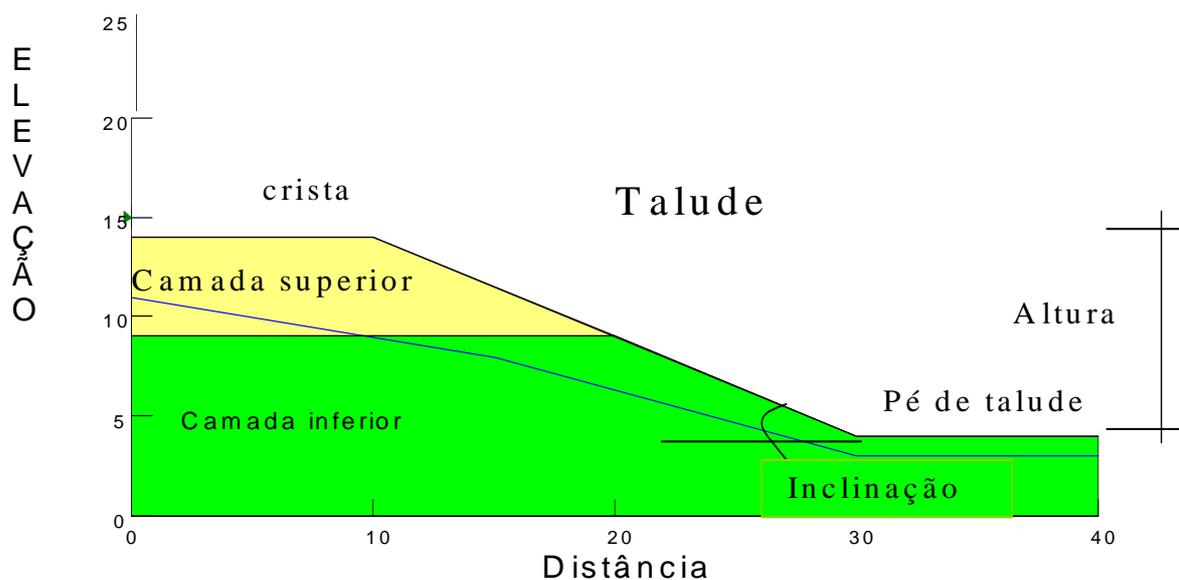


Figura 3 . Exemplo de um talude

2.1.3 Classificação de taludes.

Os taludes podem classificar-se quanto à sua natureza, ao maciço envolvido (materiais geotécnicos que o compõem, e, secundariamente, sua litologia e estratigrafia), à sua topografia, às condições de estabilidade presentes, à ocorrência ou não de vegetação, ao seu regime hidráulico [14].

2.2 Escorregamento de taludes

2.2.1 Considerações gerais. Classificação de escorregamentos

Por escorregamento de talude entende-se a possibilidade de, sob certas condições, uma parte do talude, em reduzida ou grande escala, poder-se desprender e escorregar ao longo da encosta. Na Figura 1 ilustrou-se um caso real, sendo notória a face exposta de uma superfície de deslizamento da massa instabilizada.

Na Figura 4, esquematiza-se uma hipotética geometria de instabilização, formulada numericamente por um dos métodos de equilíbrio limite de que hoje se dispõe para análise da estabilidade de taludes.

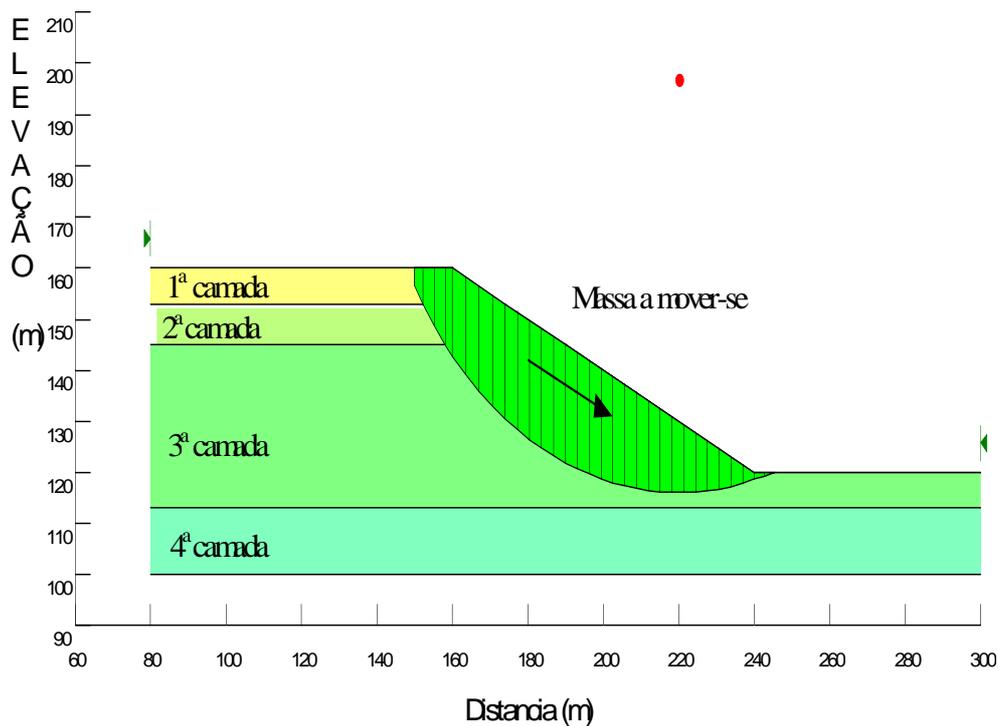


Figura 4 . Exemplo de uma cunha de rotura de um talude por deslizamento rotacional,

Por estabilidade de talude pode entender-se o nível de segurança contra a sua instabilização (o seu escorregamento). O mecanismo de rotura que está associado a este fenómeno é também objecto da análise geotécnica.

Pelo mencionado, os taludes podem classificar-se segundo o material que constitui o maciço em:

- a) Taludes em rochas .
- b) Taludes em solo.

Neste documento serão analisados os taludes em solo.

2.2.2 Classificação dos movimentos de taludes em solos

A classificação de movimentos de taludes pode ser feita quanto ao [14]:

- a) tipo ;
- b) condições de amolgamento;
- c) condições de drenagem (“dissipação de pressões neutras”).

No Quadro 1 procura-se resumir os tipos de movimentos de talude em solos, consoante a forma e tipo de movimento:

Quadro 1.

Se se incidir a classificação no tipo de rotura do solo envolvido, os escorregamentos podem-se classificar em:

1. ESCORREGAMENTOS VIRGENS - ocorrem em geral em material indeformado (natural), com parâmetros de resistência associados à condição de pico da curva tensão – deformação.
2. ESCORREGAMENTOS REACTIVADOS - ocorrem com material remexido (remoldado), em superfícies pré-existentes, que sofreram escorregamentos anteriores; a resistência do material parte da condição residual.

Se se incidir a classificação nas condições de drenagem (pressões neutras) surgem as seguintes subdivisões:

1. CONDIÇÕES DRENADAS (LONGO PRAZO) – a pressão neutra está associada ao fluxo permanente no material; dá-se dissipação total das pressões neutras geradas no processo de corte (deslizamento);
2. CONDIÇÕES PARCIALMENTE DRENADAS (PRAZO INTERMÉDIO) – parte das pressões neutras geradas pelo desenvolvimento de corte é dissipada;
3. CONDIÇÕES NÃO DRENADAS (CURTO PRAZO) – comum em materiais com baixo valor do coeficiente de consolidação (permeabilidade); as pressões neutras geradas no desenvolvimento do corte não se dissipam.

As condições de drenagem são mais influentes em solos coesivos. O efeito de drenagem pode, em muitos solos residuais, manifestar-se em perda de coesão por dissolução dos componentes da cimentação e na lubrificação das partículas, resultando em perda acentuada de resistência.

2.2.3 CAUSAS DE ESCORREGAMENTO

(...)

2.2.4 TIPOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE

(...)

2.2.5 DEFINIÇÃO DO FACTOR DE SEGURANÇA

(...)

2.3 O exemplo da Barreira de Maputo. Causas principais de instabilidade

2.3.1 Introdução

A estabilidade do talude depende essencialmente das características geotécnicas (γ ; ϕ' , c' ; c_u). A instabilidade é motivada basicamente pela mobilização das características últimas do terreno, traduzidas nestes parâmetros, e (ou) pela própria alteração (degradação) dessas características de resistência.

O estudo das condições em que se produzem os escorregamentos de taludes é de grande importância, pois só assim se pode prever e prevenir a sua ocorrência bem como avaliar as suas consequências.

Existem vários factores que provocam “distúrbios” na estabilidade de taludes.

2.3.2 Mudança do gradiente do talude.

Este factor é causado por interferências naturais ou artificiais. É exemplo a retirada de massa estabilizante do pé do talude por escavação ou erosão.

Na barreira de Maputo ocorrem os dois tipos de interferências, pois existem hoje grandes ravinas, em alguns casos com 14 metros de altura de taludes, quase verticais. Portanto a chuva representa a principal causa natural, e as construções, abertura de caminhos e “hortas” são factores que também alteram o gradiente do talude piorando a sua estabilidade.

2.3.3 Acréscimo de carga

Quando ocorre grande pluviosidade, ao nível de enxurradas, a água infiltra-se nos maciços terrosos ou nas fissuras e descontinuidades, onde fica retida. Esta aumenta as tensões no maciço, aumenta momentaneamente as pressões neutras, conseqüentemente, diminui a resistência, em termos de tensão distorcional máxima. Este tipo de carregamento é, geralmente, muito rápido e por isso muito perigoso.

2.3.4. Mudança de conteúdo de água

A chuva penetra no solo provocando pressões hidrostáticas. O aumento da pressão neutra acarreta um decréscimo da resistência. Os registos associados das ocorrências de instabilização e as precipitações, revelam, em geral, que os escorregamentos se dão por ocasiões de precipitações excepcionais.

2.2.5 Efeito do nível freático

A água freática ao percolar exerce pressão sobre as partículas (ou, mais correctamente, aumenta a tensão neutra – com parcela hidrostática e hidrodinâmica – diminuindo a tensão efectiva média) enfraquecendo a resistência do talude. Nesses casos, os fenómenos de instabilidade hidrodinâmica são reconhecidamente importantes.

Em areias finas e siltosas, o nível freático flui entre as partículas podendo gerar-se fenómenos de carregamento de finos (erosão interna progressiva), sendo a resistência do talude enfraquecida pelas cavidades que se formam.

Na barreira de Maputo o nível freático não contribui muito para instabilidade da barreira, pois tem cotas relativamente baixas.

2.3.6 Acção do Homem (antrópica)

A acção do homem desempenha um papel muito importante no fenómeno de instabilidade de taludes. A frequente acção antrópica, na transformação da natureza, é geralmente agressora dos equilíbrios estabelecidos. Algumas actividades não correctamente concebidas ou pura simplesmente fruto de atitudes negligentes, acabam por afectar a estabilidade de taludes, por alteração dos factores acima citados. A estatística mostra claramente que estes fenómenos ocorrem perto duma obra que afectou a sua estabilidade.

Quase que em todo o mundo os empreendedores, particularmente imobiliários, procuram as zonas mais expostas (geralmente em encostas com bom potencial turístico) e implantam suas obras sem observarem, muitas vezes, as condições de segurança.

Este comportamento está-se a tornar frequente na cidade de Maputo.

2.4 Métodos de análise de estabilidade (taludes em solo)

2.4.1 Tipos de análise

A análise de estabilidade baseia-se em duas metodologias genéricas de análise que consistem em métodos determinísticos, por um lado, e probabilísticos, por outro.

2.4.2 Métodos determinísticos.

2.4.2.1 Procedimentos de análise

Teoricamente um talude está sujeito a dois “campos” de forças - devidos ao peso e ao escoamento de água – que são limitados pela resistência ao corte [3].

Os métodos determinísticos baseiam-se em dois procedimentos de análise que se regem pelos seguintes passos:

- a) Determinam-se as tensões em todos os pontos do meio e comparam-se com as de resistência - **método de análise de tensões.**
- b) Isolam-se massas arbitrárias e estudam-se as suas condições de equilíbrio investigando as de equilíbrio desfavorável - **método de equilíbrio limite.**

2.4.2.2 Método de análise das tensões

O método de análise das tensões consiste em determinar as tensões de corte ao longo da potencial superfície de escorregamento e compará-las com as tensões de resistência ao longo da mesma superfície.

As tensões dependem da forma da linha de superfície de escorregamento, e esta relação é dada pela equação de Kotter (deduzida pela primeira vez em 1888 pelo Prof. Fritz Kotter, para solos não coesivos) [3], expressa como se segue:

$$\frac{dP}{dl} - 2P \operatorname{tg} \phi \frac{d\alpha}{dl} - \gamma \operatorname{sen}(\alpha - \phi) = 0 \quad (1)$$

sendo:

P - tensão resultante sobre o elemento da curva de deslizamento.

ϕ - ângulo de atrito interno

γ - peso volúmico

α - ângulo que a tangente da curva da superfície de escorregamento faz com a horizontal.

Esta expressão estabelece a forma da curva de deslizamento através da sua curvatura $d\alpha/dl$ e das tensões P exercidas sobre ela.

Jáky (1936) demonstrou que esta fórmula é válida para solos puramente coesivos. Tendo em conta que $\tau = P \cdot \operatorname{sen} \phi$, obteve

$$\frac{d\tau}{d\alpha} - 2\tau \operatorname{tg} \alpha + \gamma \rho \operatorname{sen} \phi \operatorname{sen}(\alpha - \phi) = 0 \quad (2)$$

onde ρ é o raio da curvatura. A formula (2) é equação de Kotter expressa em termos de tensões de corte.

Estas equações são de difícil aplicação directa, pelo que se usam frequentemente nos métodos de equilíbrio limite.

2.4.2.3 Método de equilíbrio limite.

Num método de equilíbrio limite postula-se que, quando o talude entra em rotura, uma massa de solo desliza sobre uma determinada superfície de escorregamento. No momento da rotura as tensões são totalmente mobilizadas ao longo de toda a superfície de deslizamento, no conjunto do talude mobilizado, sendo que em cada parte deste se estabelece um equilíbrio estático [1].

As tensões máximas de rotura são dadas pelo critério de Mohr-Coulomb.

$$s = c_u = S_u \quad (3)$$

em análise em tensões totais, a tensão de desvio máxima é igual à resistência não drenada.

Onde:

c_u - Coesão não drenada

s_u – Tensão de corte não drenada

$$s = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (4)$$

em análise em tensões efectivas, as tensões efectivas cumprem esta equação limite.

Onde:

s – tensão de corte.

c' - coesão

σ' - tensão efectiva axial

ϕ' - ângulo de atrito interno.

Em análise de taludes estáveis as tensões mobilizadas abaixo de condições de equilíbrio são menores do que as tensões avaliadas para a rotura, isto é traduzido pela introdução de um factor de segurança F definido por:

$$F = \frac{\text{Resistencia ao corte maxima disponivel}}{\text{Tensões necessarias para estabilidade}} \quad (5)$$

São analisadas superfícies de escorregamento em número considerado suficiente, procurando identificar-se a mais crítica, ou seja, a de menor coeficiente de segurança. Este é, assim, tomado como o factor de segurança do talude.

Quando se usa o método de equilíbrio limite, em princípio há poucas restrições na forma de superfície de escorregamento. Segundo Collin (Skempton, 1946) a superfície de escorregamento é geralmente curva, mas pode ter secções planas especialmente quando é influenciada pela topografia, estratigrafia (mais frequentemente horizontal ou sub-horizontal) ou discontinuidades. Quando se escolhe um método de análise para um determinado talude é importante escolher a forma mais provável da superfície de escorregamento.

No Quadro 2 estão descritos alguns métodos de análise de estabilidade. Em todos os que aí se indicam assume-se que o talude é bi-dimensional, isto é de desenvolvimento infinito.

Quadro 2: Métodos de Análise de Equilíbrio Limite

METODO	FORMA DA SUPERFÍCIE		PARÂMETRO ANALISADO		FORÇAS DE INTERFACE
	CIRCULAR	NÃO CIRCULAR	MOMENTOS	FORÇAS	
Talude infinito		*		*	Paralelas ao talude
Rotura em cunha		*		*	Definidas para cada caso
Solos coerentes	*		*		
Corrente	*		*		Paralelas a superfície de rotura
Bishop simplificado	*	(*)	*		Horizontais
Janbu simplificado	(*)	*		*	Horizontais
Lowe e Karafiath	*	(*)		*	Definidas para cada caso
Spencer	*	(*)		*	Inclinação constante
Morgenstern Price	*	*	*	*	$X/E=\lambda*f(x)$
Janbu Rigoroso	*	*	*	*	Definidas pela linha verdadeira
Frelund and Krahn GLE	*	*	*	*	$X/E=\lambda*f(x)$

X - força vertical na interface;

E - força horizontal na interface.

Para casos de variações de topografia muito importantes na terceira direcção, pode fazer-se uma reconstituição, com introdução de formulação para uma análise tridimensional.

(A)-ANÁLISE DE TALUDES INFINITOS

É assumido que a rotura ocorre por translação numa camada, sendo a superfície de escorregamento linear e paralela á superfície do talude [3] (Figura 5).

As propriedades do solo são definidas por c' , ϕ' e γ e o peso volúmico da água dada por γ_w . O peso próprio da fatia é dado por $W = \gamma \cdot z \cdot b$, as pressões neutras por $u = \gamma_w \cdot h_w$.

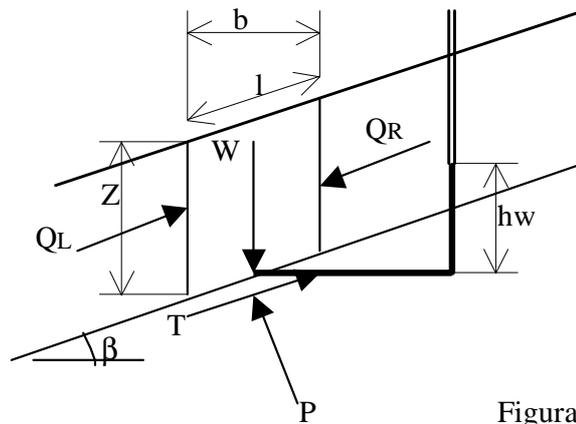


Figura 5

Na superfície de rotura desenvolvem-se tensões normais σ , tensões tangenciais τ e pressões neutras u .

Sendo o talude infinito, $Q_L=Q_R$.

Somando as forças perpendiculares à superfície de escorregamento obtém-se:

$$P - W \sin \beta = 0 \rightarrow P = w \sin \beta = \sigma l \Rightarrow \sigma = \frac{w}{b} \cos^2 \beta$$

Somando as forças paralelas á superfície de escorregamento deduz-se:

$$T - w \cos \beta \rightarrow T = w \cos \beta = \tau l \Rightarrow \tau = \frac{w}{b} \sin \beta \cos \beta$$

A rotura pode ser regida pelo critério de Mohr-Coulomb, dada pela equação (4):

$$\text{A tensão de corte mobilizada é dada por } \tau = \frac{s}{F} \tag{6}$$

onde F é factor de segurança. Substituindo τ e s tem-se:

$$\frac{W}{b} \sin \beta \cos \beta = \frac{1}{F} \left[c' + \left(\frac{W}{b} \cos^2 \beta - u \right) \text{tg} \phi' \right]$$

o factor de segurança F calcula-se pela fórmula:

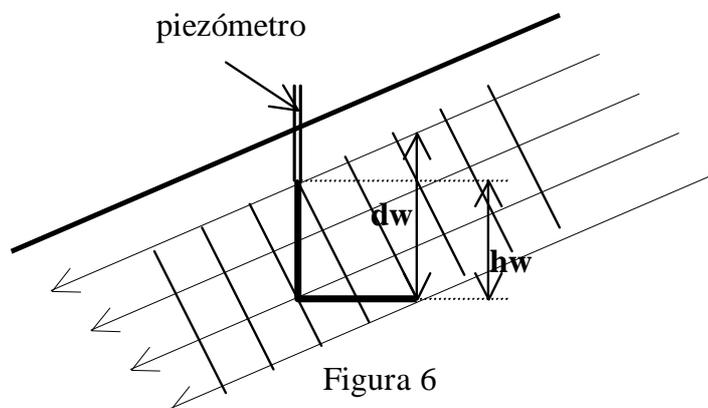
$$F = \frac{c' + (\gamma Z \cos^2 \beta - u)}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (7)$$

No caso em que o nível freático está à superfície do talude, $z=d_w$ e segundo a Figura 6,

$$h_w = d_w \cos^2 \beta$$

e o factor de segurança será dado por :

$$F_s = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\text{tg} \phi'}{\text{tg} \beta} \quad (8)$$



(B) TALUDES DE DESENVOLVIMENTO LIMITADO

B1 - MÉTODO DE COULOMB/CULLMAN

Em taludes de extensão limitada podem ocorrer escorregamentos ao longo de superfícies planas ou curvas, para qualquer material do maciço terroso [3].

Pelo método de Cullman admite-se uma superfície plana de rotura (como se ilustra na Figura 6).

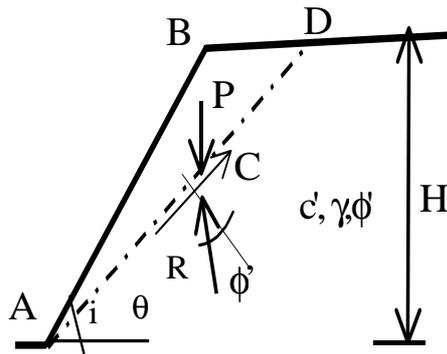


Figura 7

A tensão P é igual a área da fatia a escorregar multiplicada pelo seu peso volúmico, sendo:

$$A_f = \frac{\overline{AB} * L * \text{sen}(i - \theta)}{2} \quad ; \quad \overline{AB} = \frac{H}{\text{sen}i} \quad ; \quad A_f = \frac{HL\text{sen}(i - \theta)}{2\text{sen}i}$$

onde A_f é a área da fatia e L o comprimento da linha de rotunda.

$$.P = A_f \gamma = \frac{1}{2} \gamma HL \text{sec}i \text{sen}(i - \theta)$$

Aplicando a regra trigonométrica dos senos tem-se:

$$\frac{P}{\text{sen}(90 + \phi)} = \frac{C}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{R}{\text{sen}(90 - \theta)} \Leftrightarrow \frac{P}{\cos \phi} = \frac{C}{\text{sen}(\theta - \phi)} \Leftrightarrow \frac{C}{P} = \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\cos \phi}$$

Como:

$$P = 1/2\gamma \cdot L \cdot h \cdot \text{cosec}(i) \cdot \text{sen}(i - \theta)$$

e

$$C = c_L$$

Então,

$$\frac{C}{\gamma H} = \frac{1}{2} \text{cosec}i \cdot \text{sen}(i - \theta) \text{sen}(\theta - \phi) \text{sec} \phi \tag{9}$$

que é a expressão do número de estabilidade.

Para o mesmo maciço são constantes γ , c e ϕ , conseqüentemente o ângulo de linha de rotura dependerá apenas de i e de H . O ângulo θ de superfície de rotura corresponde a um extremo de função do número de estabilidade, pelo que o ângulo crítico θ_{cr} será o ângulo que torna zero a primeira derivada da mesma função. Procedendo deste modo tem-se:

$$\left(\frac{c}{\gamma H}\right)'_{\theta} = \frac{1}{2} \cos e c i \operatorname{sen} \phi [\operatorname{sen}(i - \theta) \cos(\theta - \phi) - \operatorname{sen}(\theta - \phi) \cos(i - \theta)] \quad (10)$$

$$\left(\frac{c}{\gamma H}\right)'_{\theta} = 0$$

que é a condição de curva crítica

$$\operatorname{sen}(i - \theta) \cos(\theta - \phi) = \operatorname{sen}(\theta - \phi) \cos(i - \theta)$$

$$\operatorname{tg}(i - \theta) = \operatorname{tg}(\theta - \phi)$$

$$i - \theta = \theta - \phi \Rightarrow \theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (11)$$

substituindo na expressão (10) obtém-se:

$$\left(\frac{c}{\gamma H}\right)_{\theta_{cr}} = \frac{\cos \phi - \cos i}{4 \operatorname{sen} i \cos \phi} \quad (12)$$

que é a equação do número de estabilidade para o plano crítico de deslizamento.

Para a análise de estabilidade recorre-se à equação acima uma vez que o número de estabilidade é constante para um talude de ângulo i com o ângulo de atrito ϕ daí temos:

$$\frac{\cos \phi - \cos i}{4 \operatorname{sen} i \cos \phi} = k \Rightarrow \frac{c}{\gamma H} = k$$

A coesão necessária para a talude ser estável será:

$$c_n = k \gamma H$$

O coeficiente de estabilidade da taludes será dado:

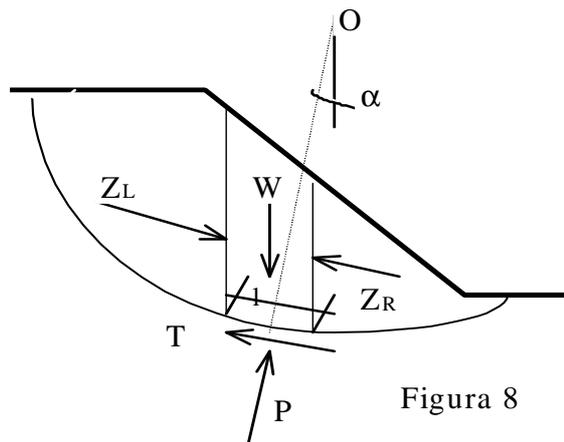
$$FS = \frac{c}{c_n} = \frac{c * l}{\frac{\cos \phi - \cos i}{4 \operatorname{seni} \cos \phi} * \gamma * H} \quad (13)$$

onde c_n é a coesão necessária e c é a coesão do terreno.

B2 - MÉTODO “CORRENTE”

Considera-se o talude da Figura 8. As propriedades mecânicas, para a avaliação da sua estabilidade, são definidas por c', ϕ', γ . Pelo método corrente é assumido que:

- 1-O escorregamento ocorre por rotação do bloco do solo numa superfície cilíndrica centrada em O.
- 2-A resultante das forças de interface é paralela á base de cada fatia.



O factor de segurança é obtido examinando os momentos em relação ao centro O.

O critério de rotura é comandado pela lei de Mohr-Coulomb equação (4) [1]

A tensão efectiva normal ao plano de corte é definido, classicamente por:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Substituindo (4) resulta

$$s = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' \quad (14)$$

A tensão de rotura mobilizada será $\tau = \frac{s}{F}$ (15)

onde F é o factor de segurança .

Combinando as equações (14) e (15) obtém-se:

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'}{F} \quad (16)$$

Pela Figura 8

$$\sigma = \frac{P}{l} \quad \tau = \frac{T}{l}$$

e substituindo na expressão (16) obtém-se:

$$T = \frac{l}{F} [c'l + (P - ul) \operatorname{tg} \phi'] \quad (17)$$

Como foi assumido que a resultante das forças de interface é paralela á base da superfície resulta :

$$P = W \cos \alpha$$

sendo a força desestabilizadora T_{des} igual a:

$$T_{des} = W \operatorname{sen} \alpha$$

O momento de equilíbrio em redor do ponto O é dado igualando os somatórios das forças desestabilizadoras e estabilizadoras., o que se expressa por:

$$\sum W \operatorname{sen} \alpha = \sum \frac{l}{F} [c'l + (P - ul) \operatorname{tg} \phi']$$

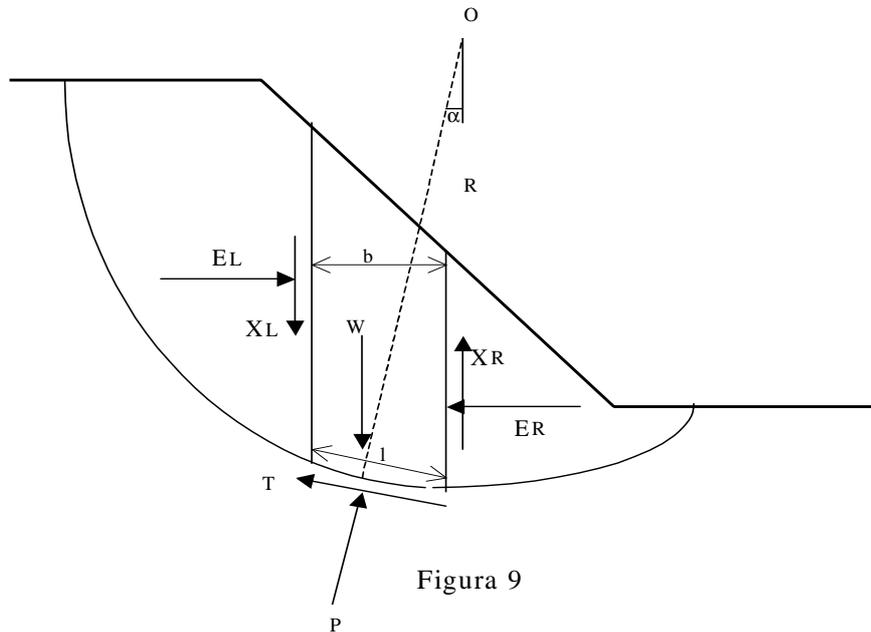
donde se obtém a expressão do factor de segurança

$$F_s = \frac{\sum [c'l + (W \cos \alpha - ul) \operatorname{tg} \phi']}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (18)$$

A hipótese simplificadora de se ter assumido que as resultantes das forças de interface são paralelas á base pode induzir erros cuja grandeza pode atingir, em alguns casos, valores elevados ,até 60% [1].

B3 - MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Por este método assume-se que o escorregamento ocorre por rotação de um bloco de solo sobre uma superfície cilíndrica centrada no ponto O (Figura 9). O factor de segurança é, assim, obtido por análise de momentos em redor do centro O.



Por esta análise assume-se também que as forças de interface são horizontais.

Sendo as propriedades do solo definidas por c' , γ e ϕ' e o critério de rotura formulado em termos de Mohr-Coulomb, a tensão de rotura (s) mobilizada será dada por:

$$\tau = \frac{s}{F} \tag{19}$$

onde F é o factor de segurança. Substituindo s teremos,

$$\tau = \frac{1}{F} [c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi']$$

Pela Figura 9 tem-se:

$$P = \sigma l \quad e \quad T = \tau l$$

e substituindo as forças unitárias na fórmula teremos

$$T = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \operatorname{tg} \phi']$$

somando as forças verticais obtém-se

$$P \cos \alpha + T \operatorname{sen} \alpha = W - (X_R - X_L)$$

Ao assumir que as forças de interface são horizontais resulta que $X_R = X_L = 0$. Da equação do somatório calcula-se o valor de P :

$$P = [W - \frac{1}{F}(c'l \text{sen } \alpha - ul \text{tg } \phi' \text{sen } \alpha)] / m_\alpha \text{ onde: } m_\alpha = \cos \alpha (1 + \text{tg } \alpha \frac{\text{tg } \phi'}{F}) \quad (20)$$

O equilíbrio de momentos em torno do ponto O é dado por

$$\sum r \text{sen } \alpha = \sum TR$$

Substituindo T e isolando F teremos

$$F_s = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \text{tg } \phi']}{\sum W \text{sen } \alpha} \quad (21)$$

Sendo P dependente de F_s , segundo a expressão acima, o F_s só poderá ser encontrado por cálculo iterativo.

B.4 - MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

Pela proposta deste autor assume-se que o escorregamento ocorre por deslocamento duma massa de solo ao longo de uma superfície não circular (ver curva da Figura 10).

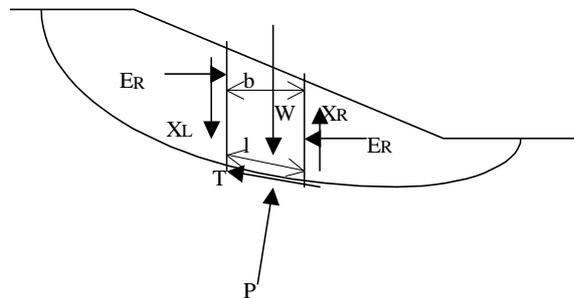


Figura 10

O factor de segurança é obtido estudando o equilíbrio de forças.

Dada a Figura 9, e com as propriedades do maciço definidas por c', ϕ' e γ , tomando ainda o critério de rotura de Mohr-Coulomb (4) e a tensão mobilizada dada por equação (19), e seguindo a sequência dedutiva do método anterior obtém-se:

$$T = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \text{tg } \phi']$$

$$P = [W - \frac{1}{F}(c'l \text{sen } \alpha - ul \text{tg } \phi' \text{sen } \alpha)] / m_\alpha \text{ onde: } m_\alpha = \cos \alpha (1 + \text{tg } \alpha \frac{\text{tg } \phi'}{F})$$

Resolvendo o equilíbrio de forças em relação á base da superfície de escorregamento tem-se:

$$T + (E_R - E_L) \cos \alpha = [W - (X_R - X_L)] \sin \alpha$$

Assumido que $X_R = R_L = 0$ e substituindo T e rearranjando a expressão tem-se:

$$E_R - E_L = W \tan \alpha - \frac{1}{F} [c'l + (p - ul) \tan \phi'] \sec \alpha$$

A ausência de cargas na superfície do talude implica que

$$\sum (E_R - E_L) = 0$$

Portanto

$$\sum (E_R - E_L) = \sum W \tan \alpha - \frac{1}{F} \sum [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \sec \alpha = 0$$

Então o factor de segurança será

$$F_0 = \frac{\sum [c'l + (p - ul) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad (22)$$

Para tomar em conta a força entre faces das fatias o método de Janbu recomenda uma correcção, traduzida na introdução de um coeficiente (f_0) a afectar o valor do factor de segurança. Assim, o factor de segurança definitivo do talude será dada por

$$F_f = f_0 * F \quad (23)$$

O factor de correcção f_0 depende da relação d/l em que d é a profundidade do corte e l o seu comprimento.

B.5 – OUTROS MÉTODOS DETERMINÍSTICOS

Uma revisão crítica

2.4.3 Método das probabilidades

O objectivo da análise probabilística é o de quantificar algumas incertezas subjacentes ao factor de segurança F_s obtido por métodos determinísticos.

Em geral ,determina-se o **índice de fiabilidade β do factor de segurança**.

Com base no valor de β e de uma hipótese sobre a distribuição da frequência do factor F_s , pode-se computar a **probabilidade de rotura (Pr) do talude**. A consideração de uma distribuição normal para o factor de segurança é mais simples e conduz a resultados satisfatórios na análise da estabilidade de taludes (Avanzi e Sayão, 1998) [14].

Com esta análise, obtêm-se estimativas do valor relativo de β ou Pr , pois são consideradas apenas as incertezas possíveis de se quantificar, ou seja aquelas relacionadas com os parâmetros geotécnicos e geométricos considerados como variáveis do problema. Para cada um destes parâmetros, são determinados pela estatística o valor médio e o respectivo desvio padrão.

Não existem normas ou recomendações gerais para definição de valores admissíveis para β e Pr , devendo ser estipulados caso a caso, em função do método adoptado e das consequências de eventuais roturas.

2.4 Métodos de análise de estabilidade de taludes em rocha

3 NOÇÕES SOBRE A AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE DE TALUDES

3.1 Métodos de estabilização de taludes de solos

3.1.1 Diminuição de inclinação de talude.

Este método baseia-se na diminuição da massa de solo instabilizante no conjunto do talude, o que é conseguido por suavização da inclinação ou pela execução de patamares (banquetas).

3.1.2 Drenagem

As águas superficiais e de infiltração influem na estabilidade dos taludes. A sua eliminação ou controlo faz-se com drenagem superficial e/ou profunda.

3.1.3 Revestimento do talude

O revestimento com vegetação é eficiente para estabilização superficial de taludes não muito íngremes.

As raízes das árvores mantêm a estabilidade do talude contra efeitos de acções mecânicas e contribuem para o rebaixamento do nível freático, diminuindo as pressões neutras e os efeitos de hidrodinâmicos da água em percolação.

Contudo deve ser usada vegetação adequada ao clima da zona.

3.1.4 Emprego de material estabilizante

Visa melhorar as características de resistência dos solos, misturando-os com alguns produtos químicos.

As injeções de caldas de cimento (com composições muito variadas) são particularmente recomendadas em casos de maciços rochosos facturados e fissurados.

3.1.5 Muros e ancoragens

A execução de muros de suporte convencionais ou a introdução de tirantes de aço (protegidos ou não) no interior do maciço, ancorando-os fora da massa envolvida no escorregamento, constituem soluções para muitos casos práticos.

3.1.6 Utilização de banquetas

As bermas colocam-se no pé do talude (ex: banquetes de terra do mesmo material que forma o próprio talude) com o fim de aumentar a massa estabilizadora.

3.1.7 Prévia consolidação do solo de fundação

Sempre que a fundação for constituída por solos compressíveis, a mobilização da sua resistência ao corte é um factor fortemente limitador do projecto, particularmente a curto prazo. O aumento da resistência ao corte não drenada consegue-se com prévia consolidação através da colocação de pré-carga ou simplesmente com faseamento dos aterros. Por este processo ser demorado, pode-se recorrer à aceleração da consolidação através da colocação de drenos verticais de areia ou, mais recentemente, de geodrenos sintéticos.

3.2 Métodos de estabilização de taludes de solos

3.2.1 Introdução

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANDERSON, M.G. and RICHARDS, K.S.(1987)-Slope Stability- Geotechnical engineering and geomorphology
- [2] CAPUTO, H. P. (1996)- Mecânica dos solos e suas aplicações - Fundamentos (volume 1)- Livros tecnicos e cientificos editora Ltda.
- [3] CAPUTO, H. P. (1996)- Mecânica dos solos e suas aplicações -mecânica das rochas-fundações- obras de terra .(volume 2)-6ª edição, Livros tecnicos e cientificos editora Ltda.
- [4] COELHO , S. (1996) Tecnologia de Fundações- edições E.P.G.E. Amadora
- [5] FERNANDES, M. M. (1996)- Manual de mecânica dos solos. Volume 1 e 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto-Porto.

- [6] FUMO, F. A. (2000) – Verificação da Estabilidade da Barreira de Maputo. Trabalho de Licenciatura. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia. Universidade Eduardo Mondlane. Maputo.
- [7] HIDROTÉCNICA PORTUGUESA (1991)-Relatório sobre consolidação das barreiras de Maputo- trabalho solicitado pela Direcção Nacional de água, Maputo.
- [8] LABORATÓRIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE (1997)-Report register Nr 21.150 surveys for geotecnic studies near the wall next to Clube Naval- Work made for the Direcção Nacional de águas.
- [9] LEM-(1968)-Relatório sobre ensaios geotécnicos no terreno das Torres Vermelhas
- [10] LEM-Relatório sobre ensaios geotécnicos no terreno da embaixada da China.
- [11] LEM-Relatório sobre ensaios geotécnicos no terreno onde será construido o edifício do Ministério dos Negócios Estrangeiros, (terreno em frente do gabinete do Primeiro Ministro)
- [12] MOMADE , F. J. (1990)- Carta geologica da folha 2532 D3- Maputo, escala 1:50.000 (trabalho de licenciatura) Volume 1- Maputo.
- [13] MOMADE F. J., FERRARA, M., TOMÁS DE OLIVEIRA, J. (1996)-Notícia explicativa da carta geológica 2532 D3- Maputo, escala 1:50.000- Maputo
- [14] ORTIGÃO , PROF. J.A.R. , SAYÃO, PROF. A. (1999)-Estabilização de taludes - Experiência brasileira em maciços de solos residuais. (curso de curta duração)-FEUP-Porto
- [15] SMITH , M.J. - Soil mechanics
- [16] TOMLINSON , M.J. -Foundation design and construction-fifth edition
- [17] VIANA DA FONSECA, A. P. (1996)-Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto.- Critérios para dimensionamento de fundações directas.-Tese de doutoramento. FEUP-Porto
- [18] ZÁRUBA, Q. and MENCL, V. (1976)-Engineering Geology-Elsevier scientific publishing company-Amsterdam.Oxford.New york.