

[REDACTED]

JOÃO LUIZ RODRIGUES DE SOUZA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES - PRINCÍPIOS BÁSICOS,
ALGUNS MÉTODOS E EXEMPLOS

[REDACTED]

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Orientador: Prof. Márcio Miranda Soares

[REDACTED]

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Campina Grande (Paraíba), outubro 1980.

[REDACTED]



S729a Souza, João Luiz Rodrigues de.
Análise da estabilidade de taludes : princípios básicos, alguns métodos e exemplos / João Luiz Rodrigues de Souza. - Campina Grande, 1980.
123 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1980.
"Orientação : Prof. Márcio Miranda Soares".
Referências.

1. Taludes - Estabilidade - Solos. 2. Mecânica de Solos. 3. Talude de Corte. 4. Aterros Rodoviários. 5. Dissertação - Ciências. I. Soares, Márcio Miranda. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

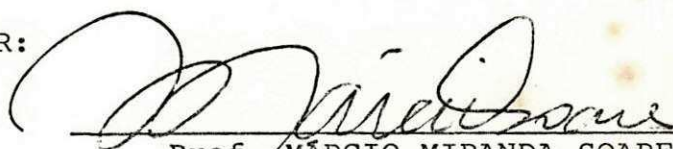
CDU 624.1(043)

JOÃO LUIZ RODRIGUES DE SOUZA

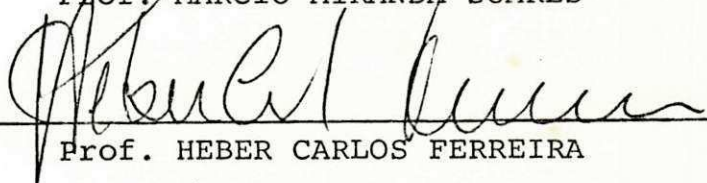
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES - PRINCÍPIOS BÁSICOS,
ALGUNS MÉTODOS E EXEMPLOS

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊN
CIAS E TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO
PARTE DOS REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS.

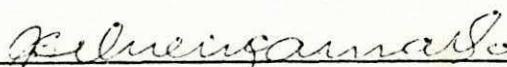
APROVADO POR:



Prof. MÁRCIO MIRANDA SOARES

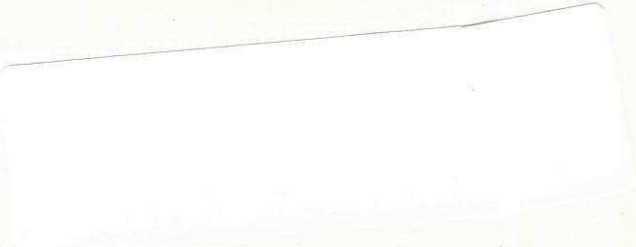


Prof. HEBER CARLOS FERREIRA



Prof. JOÃO BATISTA QUEIROZ DE CARVALHO

Campina Grande (Paraíba), outubro 1980.



A minha esposa
e a meus filhos

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Márcio Miranda Soares (COPPE-UFRJ), pela contínua e paciente orientação e também pelo auxílio prestado no contorno de obstáculos que se antepunham à realização do presente trabalho.

Ao Prof. Francisco Barbosa de Lucena (CCT-UFPB), que colaborou na orientação deste trabalho e prestou valioso auxílio à continuidade do mesmo.

Ao Prof. Mauro Lúcio Guedes Werneck (COPPE-UFRJ), quem me concedeu acesso ao Programa de Engenharia Civil, possibilitando assim a realização deste trabalho.

Aos Profs. Gunther E. Bawer (Waterloo/Brazil/CIDA) e Heronides Dias de Barros (CCT-UFPB), pela sua colaboração durante a fase preliminar do presente trabalho.

Ao universitário Aloysio Salles Xavier (Auxiliar de Programação-COPPETEC-UFRJ) e a João Tertuliano Agra (Pós-Graduação em Engenharia de Sistemas - UFPB), pelo valioso auxílio prestado na utilização dos programas automáticos.

Àqueles colegas do Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos (SNLCS-EMBRAPA) que prestaram a sua colaboração.


A todos aqueles que contribuíram para que este trabalho pudesse ser consumado.

RESUMO

No presente trabalho são estudados alguns métodos de análise da estabilidade de taludes, dentre aqueles que se fundamentam no método do equilíbrio limite.

A exposição dos métodos foi antecedida por uma apresentação sumária dos movimentos de massa porque o assunto estudado situa-se no contexto desses movimentos.

Na parte final do trabalho são apresentados três exemplos teóricos de análise da estabilidade de taludes, sendo um de talude de corte e dois de aterros rodoviários construídos sobre argila.



ABSTRACT

In the present work, some methods of slopes stability analysis are studied, mainly those based on the limit equilibrium method.

The description of methods was preceded by a brief presentation about *mass movements*, because the studied subject is comprised in these general concepts of earth-movements.

Three theoretical examples of slopes stability analysis are presented in the final section of this work. The first one is for a road cut and the other two is for highway embankments on clay.

SUMÁRIO

| | Página |
|--|--------|
| CAPÍTULO I | |
| INTRODUÇÃO | 1 |
| CAPÍTULO II | |
| MOVIMENTOS DE MASSA | 3 |
| 2.1 - Classificação dos movimentos | 3 |
| 2.2 - Agentes e causas dos movimentos | 7 |
| 2.2.1 - Agentes | 7 |
| 2.2.2 - Causas | 7 |
| CAPÍTULO III | |
| ESTABILIDADE DE TALUDES | 12 |
| 3.1 - Significado da análise da estabilidade | 12 |
| 3.1.1 - Fator de segurança | 12 |
| 3.1.2 - Superfície crítica de ruptura | 12 |
| 3.2 - Dados necessários à análise da estabilidade de um talude | 13 |
| 3.3 - Investigações de campo | 14 |
| 3.3.1 - Sondagens | 14 |
| 3.3.2 - Retirada de amostras | 15 |
| 3.3.3 - Hidrologia subterrânea | 15 |
| 3.4 - Dificuldades | 16 |
| 3.4.1 - Variação do fator de segurança com o tempo | 17 |
| 3.4.2 - Efeito tridimensional na análise da estabilidade de taludes | 21 |

| | Página |
|---|--------|
| 3.5 - Histórico da evolução da análise da estabilidade de taludes | 22 |
| 3.6 - Princípio do equilíbrio limite | 23 |
| 3.7 - Métodos que não consideram fatias | 27 |
| 3.7.1 - Introdução | 27 |
| 3.7.2 - Método de Collin | 27 |
| 3.7.3 - Método do círculo de atrito ou método de Taylor | 29 |
| 3.7.4 - Método da espiral logarítmica | 36 |
| 3.8 - Métodos que consideram fatias | 43 |
| 3.8.1 - Introdução | 43 |
| 3.8.2 - Método de Fellenius | 47 |
| 3.8.3 - Método de Bishop | 52 |
| 3.8.4 - Método de Spencer | 60 |
| 3.8.5 - Método de Morgenster e Price | 67 |
| 3.8.6 - Influência do número de fatias no valor do fator de segurança | 72 |
| CAPÍTULO IV | |
| ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE ATERROS | 74 |
| 4.1 - Introdução | 74 |
| 4.2 - Exemplo 1 | 75 |
| 4.3 - Exemplo 2 | 78 |
| CAPÍTULO V | |
| ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE CORTES | 81 |
| 5.1 - Introdução | 81 |
| 5.2 - Cortes que requerem análise da estabilidade | 85 |
| 5.3 - Exemplo de análise da estabilidade de um corte | 87 |
| CAPÍTULO VI | |
| CONCLUSÕES E SUGESTÕES | 91 |
| SUGESTÕES PARA PESQUISA | 92 |

| | Página |
|---|--------|
| BIBLIOGRAFIA CITADA | 93 |
| BIBLIOGRAFIA CONSULTADA | 99 |
| APÊNDICE I | |
| Dimensionamento de um aterro pelo método de Jakobson - Exemplo 1 | 101 |
| APÊNDICE II | |
| Dimensionamento de um aterro pelo método de Jakobson - Exemplo 2 | 105 |
| APÊNDICE III | |
| Partes das saídas dos programas automáticos | 109 |
| APÊNDICE IV | |
| Explicação do método de JAKOBSON (1948) caso I | 114 |

LISTA DE FIGURAS

| | Página |
|---|--------|
| 3.1 - Efeito do tempo sobre o fator de segurança, tensões cisalhantes e poro-pressões em fundação de argila saturada sob aterro (BISHOP & BJERRUM) .. | 18 |
| 3.2 - Efeito do tempo sobre o fator de segurança e as poro-pressões em escavação em argila (BISHOP & BJERRUM) | 19 |
| 3.3 - Variação do fator de segurança com o tempo em talude de canal (MORGENSTERN) | 20 |
| 3.4 - Forças de equilíbrio em taludes (Método de COLLIN) | 28 |
| 3.5 - Forças de equilíbrio em taludes (Método do Círculo de Atrito) | 30 |
| 3.6 - Valores do coeficiente K (Método do Círculo de Atrito) | 31 |
| 3.7 - Âbaco dos números de estabilidade (TAYLOR) | 32 |
| 3.8 - Âbaco dos números de estabilidade para análise $\phi = 0$ (TAYLOR) | 33 |
| 3.9 - Exemplo de determinação do fator de segurança através de valores calculados (F_c e F_ϕ) | 35 |

| | Página |
|--|--------|
| 3.10 - Forças de equilíbrio em taludes (Método da espiral logarítmica) | 37 |
| 3.11 - Âbaco para cálculo do número de estabilidade pelo método da espiral logarítmica (CHEN) | 40 |
| 3.12 - Âbaco para cálculo do número de estabilidade em taludes verticais pelo método da espiral logarítmica (CHEN) | 40 |
| 3.13 - Forças atuantes numa fatia vertical | 44 |
| 3.14 - Forças necessárias ao equilíbrio das fatias (Método de FELLENIUS) | 49 |
| 3.15 - Forças necessárias ao equilíbrio das fatias (Método de BISHOP, forma geral) | 54 |
| 3.16 - Forças necessárias ao equilíbrio das fatias (Método de BISHOP, forma simplificada) | 58 |
| 3.17 - Forças consideradas para o equilíbrio das fatias (Método de SPENCER) | 62 |
| 3.18 - Variação dos F_m e dos F_f em relação a θ (SPENCER) | 66 |
| 3.19 - Forças necessárias ao equilíbrio das fatias (Método de MORGENSTERN-PRICE) | 68 |
| 4.1 - Análise da estabilidade de aterro pelo método de JAKOBSON - Exemplo 1 | 77 |

| | Página |
|--|--------|
| 4.2 - Análise da estabilidade de aterro pelo método de JAKOBSON - Exemplo 2 | 79 |
| 5.1 - Análise da estabilidade de corte | 88 |
| A4.1 - Forma de carregamento de aterro no método de JAKOBSON (1948)..... | 116 |
| A4.2 - Ábacos para cálculo da largura de berma de equilíbrio - caso I (JAKOBSON, 1948)..... | 117 |
| A4.3 - Ábacos para cálculo da largura de bermas de equilíbrio - caso I (JAKOBSON, 1948)..... | 118 |

LISTA DE TABELAS

| | Página |
|---|--------|
| 3.1 - Números de estabilidade calculados pelos métodos do círculo de atrito e da espiral logarítmica (TAYLOR) | 39 |
| 3.2 - Números de estabilidade calculados para uso no método da espiral logarítmica (CHEN) | 41 |
| 3.3 - Números de estabilidade calculados para alguns métodos de análise da estabilidade de taludes (CHEN) | 42 |

LISTA DE QUADROS

| | Página |
|--|--------|
| 2.1 - Classificação dos movimentos de massa usando o critério de velocidade (VARNES) | 4 |
| 2.2 - Classificação dos movimentos de massa - sistema de MAGALHÃES FREIRE | 6 |
| 2.3 - Agentes e causas dos movimentos de massa (TERZAGHI) | 9 |
| 3.1 - Condições de equilíbrio e forma das superfícies de ruptura em taludes, para vários métodos de análise da estabilidade (WRIGHT) | 26 |
| 3.2 - Equações e incógnitas envolvidas no equilíbrio de uma fatia (LAMBE) | 45 |
| 3.3 - Equações e incógnitas necessárias ao equilíbrio nos métodos de análise da estabilidade de taludes (WRIGHT) | 46 |
| 3.4 - Influência do número de fatias no valor do fator de segurança (SPENCER) | 72 |
| 4.1 - Valores dos fatores de segurança calculados para os aterros dos exemplos 1 e 2 | 80 |
| 5.1 - Valores dos fatores de segurança de um corte, calculados através de ábacos e da análise automática | 89 |

| | Página |
|---|--------|
| I.1 - Análise da estabilidade de aterro sobre argila (Método de FELLENIUS - Exemplo 1) | 103 |
| I.2 - Análise da estabilidade de aterro sobre argila (Método de BISHOP simplificado - Exemplo 1) .. | 104 |
| II.1 - Análise da estabilidade de aterro sobre argila (Método de FELLENIUS - Exemplo 2) | 107 |
| II.2 - Análise da estabilidade de aterro sobre argila (Método de BISHOP simplificado - Exemplo 2) .. | 108 |

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A crescente demanda da construção de rodovias, de ferrovias e das barragens de terra, bem como da execução de obras de engenharia para fins urbanísticos em nosso país, onde invariavelmente se fazem indispensáveis o preparo e a ocupação de grandes áreas, vem exigindo cada vez mais dos profissionais responsáveis por esses empreendimentos o emprego de técnicas e de métodos capazes de garantir o funcionamento dessas obras quando implantadas e acima de tudo, a segurança e o bem estar da população.

No âmbito das injunções referentes às atividades mencionadas, o tema *estabilidade de taludes* naturais e artificiais tem se imposto como fator de considerável importância. Vários métodos de análise dessa estabilidade têm sido propostos por autores diversos, principalmente nos países mais evoluídos, visando ora soluções mais simples e expeditas que atendam ao duplo objetivo da segurança e da economia, ora tentando obter soluções rigorosas que possam assegurar o sucesso de empreendimentos importantes.

Inspirado nessas considerações, este trabalho se propõe a analisar e a apresentar sob forma abreviada, alguns métodos de análise da estabilidade de maciços terrosos existentes na literatura específica atual. Além dos métodos em si, são apresenta-

dos também uns poucos esclarecimentos adicionais calcados em exemplos de aplicação, a fim de possibilitar ao leitor uma melhor compreensão do emprego desses métodos na prática.

A exposição foi iniciada com um resumo sobre movimentos de massa de terra e a explanação propriamente dita dos métodos foi precedida de um breve histórico da evolução destes. Em capítulos subseqüentes são encontrados separadamente estudos sobre a análise da estabilidade de aterros rodoviários e de cortes. Esta separação teve a finalidade de mostrar quão diversas são algumas das características de que se revestem os problemas ligados a taludes naturais e artificiais.

Quando o presente trabalho foi concebido seu objetivo principal era fazer a análise da estabilidade de dois taludes em solos residuais, visando estudar especificamente o emprego de alguns dos métodos de análise da estabilidade aos solos lateríticos. Este intento não pôde ser realizado, em vez disso foram apresentados os exemplos de análise já referidos.

CAPÍTULO II

MOVIMENTOS DE MASSA

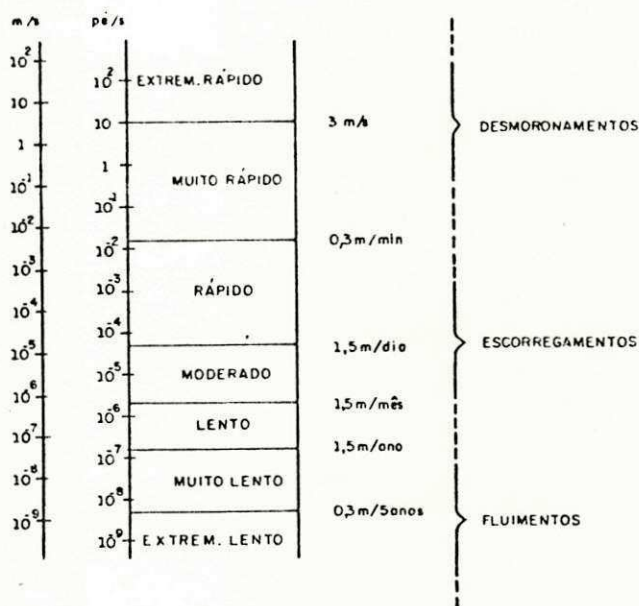
O termo *movimento de massa* engloba toda movimentação de parte de um maciço de solo, de rocha ou de solo mais rocha que se desloca livremente sob a ação de seu próprio peso, como decorrência da ação de um ou mais agentes e causas.

2.1 - Classificação dos movimentos de massa

Na literatura especializada encontram-se muitos sistemas de classificação dos movimentos de massa. Esses sistemas normalmente refletem aspectos ligados a caracteres específicos dos problemas e das regiões estudadas pelos respectivos autores e os critérios utilizados para a elaboração das classificações estão na dependência de um ou mais dos seguintes fatores: (TERZAGHI, 1950; SCHUSTER & KRIZEK, 1978)

- a) Natureza do material movimentado;
- b) Mecanismo de ruptura;
- c) Natureza e forma da área de ruptura e do depósito resultante;
- d) Superfícies de fraqueza e fissuras pré-existentes;
- e) Velocidade e duração dos movimentos;
- f) Aspectos geológicos e geomorfológicos;
- g) Aspectos climáticos.

Dentre os sistemas de classificação dos movimentos de massa existentes alguns foram elaborados por pesquisadores nacionais e em virtude disso pode-se fazer distinção entre os trabalhos de autores estrangeiros e os de autores brasileiros. Como exemplos do primeiro grupo podem ser mencionados BALTZER (1875), HEIM (1882), TERZAGHI (1925) e VARNES (1958) quem elaborou inclusive uma escala de velocidades desses movimentos (Quadro 2-1).



QUADRO 2-1. Classificação dos movimentos de massa usando o critério de velocidade (VARNES, In: GUIDICINI & NIEBLE, 1976).

Citando agora os autores nacionais, existem os trabalhos de: BARATA (1969) que constitui uma modificação da classificação de VARNES, o de COSTA NUNES (1969) e o de VARGAS (1966), todos calçados em aspectos regionais dos movimentos ocorridos em solos de regiões úmidas tropicais e subtropicais.

Há também o trabalho de MAGALHÃES FREIRE (1965), onde é feita uma síntese de classificação de outros autores (GUIDICINI & NIEBLE, 1976). Este autor distinguiu os seguintes tipos prin-

tipos de movimentos de massa:

Escoamentos,
Subsidências,
Escorregamentos,
Movimentos complexos.

A caracterização desses tipos de movimentos, bem como as suas subdivisões encontram-se no Quadro 2-2.

VARNES (1976), após revisão de sua classificação apresenta da em 1958 propôs as seguintes denominações para os diferentes tipos desses movimentos: (SCHUSTER & KRIZEK, 1978)

Falls - Quedas

Topples - Tombamento de blocos

Slidings - Deslizamentos

Lateral spreads - Deslocamentos laterais

Complex - Movimentos complexos

Os métodos de análise da estabilidade de taludes que serão apresentados neste trabalho são aplicáveis aos deslizamentos como classificados por VARNES ou aos escorregamentos da classificação de MAGALHÃES FREIRE. Mais especificamente, eles se aplicam aos deslizamentos rotacionais de solos.

2.2 - Agentes e causas dos movimentos de massa

Todo movimento de massa representa o efeito de uma causa originada por um agente. De acordo com trabalhos de determinados autores podem ser apontados vários agentes e causas desses movimentos.

2.2.1 - Agentes

Os agentes de movimentos de massa podem ser divididos em predisponentes e efetivos. (GUIDICINI & NIEBLE, 1976).

Agentes predisponentes - Constituem o conjunto de características decorrentes das condições naturais precursoras dos movimentos de massa. Como exemplos podem ser citados os complexos geomorfológico e climático-hidrológico.

Agentes efetivos - São aqueles que exercem ação direta sobre o fenômeno do movimento de massa. Como exemplos podem ser citados a água, as forças tectônicas, a força da gravidade e o homem.

2.2.2 - Causas

As causas dos movimentos de massa são de três tipos: internas, externas e intermediárias. (TERZAGHI, 1950; SCHUSTER & KRIZEK, 1978).

Causas internas - São as que provocam escorregamentos sem a ocorrência de modificações prévias na geometria do maciço,

tais como: aumento das poro-pressões e declínio da coesão. São geralmente devidas às mudanças no regime hídrico dos maciços.

Causas externas - Geralmente estão associadas às modificações da geometria dos maciços e independem de alterações da resistência do solo ao cisalhamento. Podem ser citadas as seguintes: vibrações, abalos sísmicos, ação de sobrecargas e mudanças de declive.

Causas intermediárias - Podem estar relacionadas à ação da água no interior dos maciços ou a efeitos de agentes mecânicos. Como exemplos podem ser mencionados: liquefação espontânea, erosão subterrânea (piping), oscilações súbitas do lençol freático e diminuição do efeito da coesão aparente.

Uma descrição detalhada do relacionamento entre os agentes e os movimentos de massa seria complexa e demorada, não cabendo portanto no contexto deste trabalho. Noção razoável desse relacionamento pode ser auferida pelo exame do Quadro 2-3 devido a TERZAGHI (1950). Nesse quadro alguns dos agentes referidos são relacionados aos escorregamentos.

| AGENTE | PROCESSO ATIVADOR DO AGENTE | MODO DE AÇÃO DO AGENTE | MATERIAIS MAIS SENSÍVEIS | NATUREZA FÍSICA DAS AÇÕES DO AGENTE | EFEITOS SOBRE O EQUILÍBRIO DO TALUDE |
|---------------------------------|------------------------------------|--|---|--|---|
| Agente de transporte | Operações de construções ou erosão | 1. Aumento ou diminuição do peso do talude | Todo material | Mudança do estado de tensões nos materiais do talude | Aumenta as tensões cisalhantes |
| | | | Argilas duras, fissuradas e folhelhos | Mudança no estado de tensões e abertura das juntas | Aumenta as tensões cisalhantes e inicia o processo nº 8 |
| Forças tectônicas ou explosivos | Movimentos tectônicos | 2. Grandes deformações da crosta terrestre | Todo material | Aumenta o ângulo de inclinação do talude | Aumenta as tensões cisalhantes |
| | Terremotos ou explosão | 3. Vibrações de alta frequência | Todo material | Mudanças transitórias de tensões | |
| | | | Loess, areias levemente cimentadas, cascalhos | Danos às ligações intergranulares | Reduz a coesão e aumenta as tensões cisalhantes |
| | | | Areia solta fina ou média, em estado de saturação | Processo de rearranjo de grãos | Liquefação espontânea |
| Peso do material do talude | Processo que formou o talude | 4. Creep | Argilas duras, fissuradas, shale, remanescentes de escorregamentos anteriores | Juntas existentes provocam o aparecimento de outras | Reduz a coesão, acelera o processo nº 8 |
| | | 5. Creep em estrato fraco abaixo do pé do talude | Materiais rígidos apoiados sobre materiais plásticos | | |

| AGENTE | PROCESSO ATIVADOR DO AGENTE | MODO DE AÇÃO DO AGENTE | MATERIAIS MAIS SENSÍVEIS | NATUREZA FÍSICA DAS AÇÕES DO AGENTE | EFEITOS SOBRE O EQUILÍBRIO DO TALUDE |
|--------|-------------------------------------|--|--|---|--------------------------------------|
| Água | Chuvas ou degelo | 6. Deslocamento do ar dos vazios | Areia úmida | Aumento das pressões neutras | Reduz o atrito |
| | | 7. Deslocamento de ar das juntas | Rocha fissurada, shale | | |
| | | 8. Redução da pressão capilar por inchamento | Argilas duras, fissuradas e alguns folhelhos | Provoca inchamento | Reduz a coesão |
| | | 9. Intemperismo químico | Rocha qualquer | Enfraquecimento das ligações intergranulares | |
| | Congelamento | 10. Expansão da água devido ao congelamento | Rocha fissurada | Aparecimento de juntas novas | |
| | | 11. Congelamento e degelo sucessivo | Silte e areia siltosa | Aumento do teor de água na superfície congelada do solo | Reduz o atrito |
| | Umedecimento e secamento alternados | 12. Contração | Argila | Fendas por contração | Reduz a coesão |
| | Esvaziamento rápido | 13. Produz infiltração na base do talude | Areia fina e silte previamente drenados | Excesso de pressões neutras | Reduz o atrito |

| AGENTE | PROCESSO ATIVADOR DO AGENTE | MODO DE AÇÃO DO AGENTE | MATERIAIS MAIS SENSÍVEIS | NATUREZA FÍSICA DAS AÇÕES DO AGENTE | EFEITOS SOBRE O EQUILÍBRIO DO TALUDE |
|--------|--|---|--|---|--------------------------------------|
| Água | Oscilação do lençol freático | 14. Processo de rearranjam ^{en} to dos grãos | Areia solta fina ou média, saturada | Variação das pressões neutras | Liquefação espontânea |
| | Elevação do lençol freático em aquíferos distantes | 15. Ascensão do nível piezométrico | Camadas de silte ou areia misturadas a camadas de argila | Aumento das pressões neutras | Reduz o atrito |
| | Infiltração de reservatórios artificiais | 16. Infiltração de base | Silte saturado | Aumento das pressões neutras | Reduz o atrito |
| | | 17. Expulsão do ar intersticial | Areia fina úmida | Eliminação da tensão superficial | Reduz a coesão |
| | | 18. Dissolve as ligações solúveis | Loess | Destruição das ligações intergranulares | |
| | | 19. Erosão subsuperficial | Areia fina ou silte | Erosão interna | Aumenta as tensões cisalhantes |

QUADRO 2.3 - Agentes e causas dos movimentos de massa, como apresentados por TERZAGHI (1950).

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprígio Veloso, 882 Tel (083) 321-7222-R 355
58.100 - Campina Grande - Paraíba

CAPÍTULO III

ESTABILIDADE DE TALUDES

3.1 - Significado da análise da estabilidade

Fazer a análise da estabilidade de um talude é verificar se ele é estável, através da determinação do fator de segurança que quantifica a estabilidade. Faz-se a análise determinando o valor do fator de segurança mínimo do talude e a posição da superfície potencial crítica de ruptura. Essas determinações são conseguidas após o cálculo de inúmeros valores do fator de segurança para as diversas superfícies potenciais de ruptura possíveis.

3.1.1 - Fator de segurança

Fator de segurança é uma relação entre grandezas que ocorreriam na ruptura e grandezas necessárias ao equilíbrio do talude. As principais relações são aquelas envolvendo a coesão do solo, o ângulo de atrito interno e esforços ao longo da superfície potencial de ruptura, tais como momentos e forças. A relação entre a resistência disponível do solo ao cisalhamento e os esforços cisalhantes necessários ao equilíbrio, ambos atuando ao longo da superfície de ruptura, é a definição mais utilizada para esse fator.

3.1.2 - Superfície potencial crítica de ruptura

Superfície potencial crítica de ruptura é aquela caracterizada por apresentar o menor valor do fator de segurança. A pes-

quisa dessa superfície é feita por meio de um método de análise da estabilidade aplicável à forma da superfície de ruptura que se prevê ocorrer.

A maioria dos métodos existentes estabelecem a priori a forma da mesma (geralmente curva circular), restando apenas determinar a posição dela no talude considerado.

A análise da estabilidade de um talude, na maioria das vezes, deve ser feita de forma a se determinar o valor mínimo do fator de segurança que poderá ocorrer durante a sua existência. Para isto os dados a serem utilizados devem ser tais que representem esta situação.

3.2 - Dados necessários à análise da estabilidade de um talude

Esses dados são relativos ao solo, clima, geologia, águas subterrâneas, bem como à forma e ao histórico do talude. Basicamente é necessário conhecer os parâmetros do solo, a geometria, o perfil geotécnico, a hidrologia subterrânea, as poro-pressões e as condições de carregamento externas ou mesmo internas (efeitos de terremotos).

Os parâmetros de um solo que mais interessam à análise da estabilidade são a coesão e o ângulo de atrito interno. Eles são determinados geralmente através de ensaios de laboratório, em condições tais que representem teoricamente aquelas previstas no campo em situações críticas.

As pressões neutras podem ser medidas através de piezômetros instalados no talude em diversas posições, próximas à superfície potencial crítica de ruptura e/ou serem estimadas teoricamente ou por meio do traçado de redes de fluxo ou ainda através de ensaios de laboratório. Por exemplo, no caso da construção de uma barragem homogênea de solo argilo-arenoso as pressões neutras geradas durante a construção são estimadas em laboratório, através da execução de ensaios em corpos de prova moldados de maneira a representarem as condições de compactação de campo.

A análise da estabilidade, como se pode inferir, demanda uma série de requisitos para ser efetuada. Em primeiro lugar o problema deverá ser avaliado através de estudos quanto à finalidade e ao vulto da obra. Há casos para os quais a importância do problema justifica uma análise rigorosa, particularmente aqueles que

requerem medidas de pressões neutras em campo (taludes experimentais).

3.3 - Investigações de campo

As investigações de campo são de fundamental importância para o conhecimento dos fenômenos relacionados aos movimentos de massa e à estabilidade dos maciços. Elas servem tanto à identificação de áreas sujeitas à ocorrência desses movimentos como para determinar os agentes e as causas que tenham motivado um evento dessa natureza. É sobretudo através dessas investigações que são colhidos os dados necessários à análise da estabilidade (SCHUSTER & KRIZEK, 1978).

3.3.1 - Sondagens

As sondagens devem ser conduzidas de maneira a fornecerem dados representativos sobre a estratigrafia do terreno, locação de aquíferos, anomalias estruturais, nível do lençol freático e também sobre a superfície potencial de escorregamento (MOREIRA, 1974). Elas podem ser a percussão, rotativas e mistas. Existem dispositivos de sondagem constituídos por poços e trincheiras, os quais possibilitam a observação direta e a retirada de amostras indeformadas. Em casos simples são utilizados também os furos com trados manuais visando o conhecimento da conformação e do volume da parte vulnerável do maciço investigado. A natureza e as condições da massa em estudo é que vão comandar a escolha do tipo de sondagem a ser empregado.

No caso de solos compressíveis as sondagens visam principalmente o conhecimento da espessura da camada compressível, detectar a presença de camadas ou de veios de areia ou de silte e também atingir camadas mais resistentes e incompressíveis. Nos solos não compressíveis é importante identificar a sua macroestrutura.

Em maciços onde a ruptura ainda não ocorreu o melhor processo para uma estimativa de determinação da provável superfície crítica de ruptura são as sondagens especiais, sondagens rotativas realizadas com barriletes duplos livres, cujos diâmetros mínimos estejam entre 70 e 80 milímetros (GUIDICINI & NIEBLE, 1976).

3.3.2 - Retirada de amostras

O grau de confiança atribuído ao fator de segurança calculado em uma análise da estabilidade depende da fidelidade dos dados utilizados na análise. A técnica e os processos envolvidos na coleta e na manipulação das amostras influenciam em muito a validade desses dados.

A coleta de amostras deve ser feita com base no conhecimento do perfil geotécnico. Os locais escolhidos devem ser pontos os mais representativos possíveis da massa em estudo. Por exemplo, se o solo for heterogêneo será necessária a pesquisa das regiões de descontinuidade e de fraqueza no interior do maciço. A identificação dessas regiões é importante porque elas constituem em alguns casos os pontos críticos da estabilidade de taludes em solos heterogêneos, principalmente no caso de taludes naturais.

Nos solos argilosos é de praxe coletarem-se amostras indeformadas por meio de tubos de paredes finas para ensaios em laboratório. Se a constituição do solo não permite o uso desses tubos (solos não argilosos, por exemplo) a coleta de amostras indeformadas é feita sob a forma de blocos ou com o auxílio dos tubos de grande diâmetro.

3.3.3 - Hidrologia subterrânea

O conhecimento da hidrologia subterrânea é tão importante para a análise da estabilidade dos taludes como o dos parâmetros do solo. A análise do comportamento das águas em um maciço é feita através dos estudos de superfície e das sondagens. (MOREIRA, 1974). Para o estudo das condições hídricas internas em um maciço com reduzida permeabilidade faz-se necessária a instalação de piezômetros. Se a permeabilidade é elevada esses aparelhos podem ser simples furos de sondagens revestidos por tubos verticais embutidos em filtros de areia (SCHUSTER & KRIZEK, 1978).

A existência de zonas de percolação e daquelas com diferentes pressões hidrostáticas devem ser pesquisadas durante os trabalhos de perfuração. Em solos argilosos a recomposição do nível do lençol freático nas sondagens é muito lenta e o nível d'água deve ser localizado em diferentes datas após o término das perfurações.

Esses estudos podem ser complementados com ensaios de infiltração e de bombeamento.

3.4 - Dificuldades

No estudo da estabilidade de taludes encontram-se dificuldades inerentes a cada problema que esteja sendo tratado. É difícil por exemplo decidir acertadamente quais os locais mais indicados à perfuração e quantos furos devem ser feitos para que se tenha uma cobertura ideal da área em estudo, captando todos os detalhes importantes. Quanto à amostragem as principais deficiências estão associadas ao tamanho das amostras coletadas. Como decorrência disso pode ocorrer que os valores da resistência de um solo ao cisalhamento, obtidos em laboratório não representem com fidelidade esta resistência "in situ".

Nos solos residuais o estrato rochoso mais próximo à superfície do terreno costuma apresentar fissuras e zonas de fraqueza que servem de vias preferenciais de deslizamento e não são facilmente identificadas através de sondagens convencionais (MOREIRA, 1974). É comum também a presença de blocos de rocha no interior da massa de solo. Neste caso as sondagens devem ser mistas e de grande diâmetro. Esse tipo de sondagens requer freqüentes substituições de peças durante os trabalhos. Algumas vezes a execução das sondagens torna-se difícil devido às dificuldades de acesso aos locais destinados à perfuração, em decorrência da baixa capacidade de suporte do solo, pela densidade da vegetação ou ainda pela presença de relevo desfavorável.

SOARES & MARANHÃO (1977), aplicando alguns métodos de análise a dois casos para os quais os dados haviam sido fornecidos advertem que o estudo criterioso desses casos envolve certas dificuldades a saber:

"Todos os métodos de análise impõem um número elevado de cálculos repetitivos; para o dimensionamento de taludes, a geometria final a adotar é desconhecida a priori, obrigando a considerar diferentes formas;

para cada geometria examinada, existem incertezas a respeito dos parâmetros a adotar, os quais variam dentro de certos intervalos, conduzindo assim à necessidade de estabelecer conjuntos de situações possíveis e analisar cada um;

finalmente, e em decorrência dos fatores expostos, a precisão do fator de segurança determinado depende do grau em que as hipóteses estabelecidas são verdadeiras".

3.4.1 - Variação do fator de segurança com o tempo

A resistência ao cisalhamento de um solo varia em função das condições às quais o maciço esteja submetido. Os principais agentes de influência na modificação da resistência ao cisalhamento de um solo são o tempo, a água e a história dos carregamentos (WU, 1963).

BISHOP & BJERRUM (1960) ilustram muito bem a influência do tempo e das cargas externas sobre o valor do fator de segurança, através de dois exemplos por eles apresentados. O primeiro exemplo (Fig. 3.1), trata de um aterro sobre argila, cujo carregamento se deu em condições não drenadas. Neste caso o fator de segurança à ruptura apresenta seu valor crítico no final da construção e depois, caso não haja modificação nessas condições iniciais o valor desse fator vai aumentando até tornar-se estável, no final da consolidação da camada de argila.

O segundo exemplo (Fig. 3.2) versa sobre a escavação rápida de um corte em argila. Neste caso o excesso de pressões neutras decresce até alcançar valores negativos e seu valor mínimo ocorre no final da construção, daí vai crescendo até atingir o equilíbrio. Nesse ponto, o fator de segurança que vinha decrescendo, praticamente estaciona, com um valor menor do que aquele apresentado no final da escavação.

Outro exemplo dessa natureza acha-se descrito na página 567 dos Anais da 9.^a Conferência Internacional Sobre Solos e Fundações, realizada em Tokio (1977). N. MORGENSTERN faz referência ali ao trabalho de KENNEY & UDDIN sobre estabilidade de taludes de escavação em um canal na Finlândia (1974), (Fig. 3.3). Analisando a figura pode ser visto como um talude estável, com um fator de segurança maior do que 1.2, no final da construção, rompeu-se nove meses após. É interessante notar que nesse período ocorreram oscilações bruscas no valor do fator de segurança em decorrência da variação do nível d'água no canal e de outros fatores, por isto o valor desse fator não decresceu monotonicamente como no caso anterior.

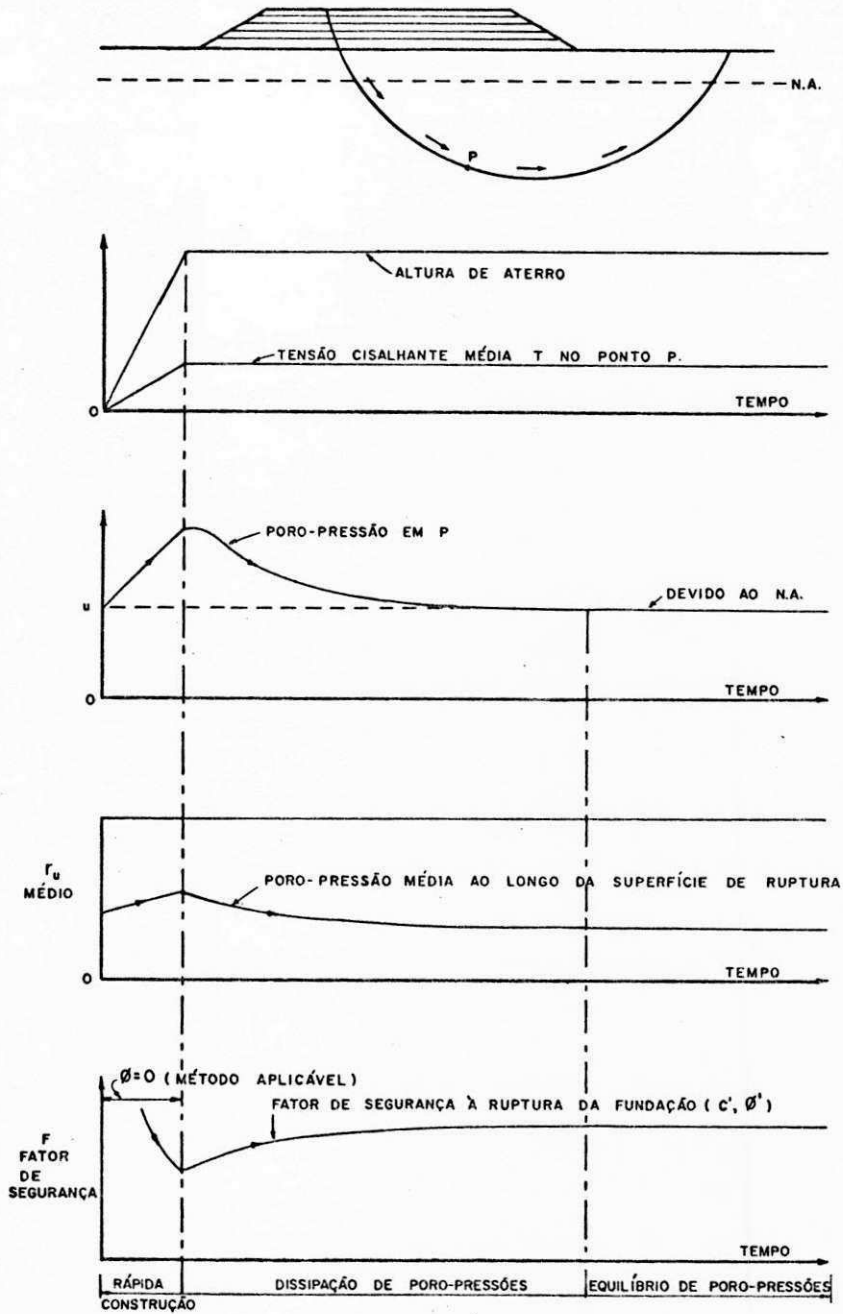


Figura 3.1 - Efeito do tempo sobre o fator de segurança, as tensões cisalhantes e as poro-pressões em fundação de argila saturada sob aterro (BISHOP & BJERRUM, 1960).

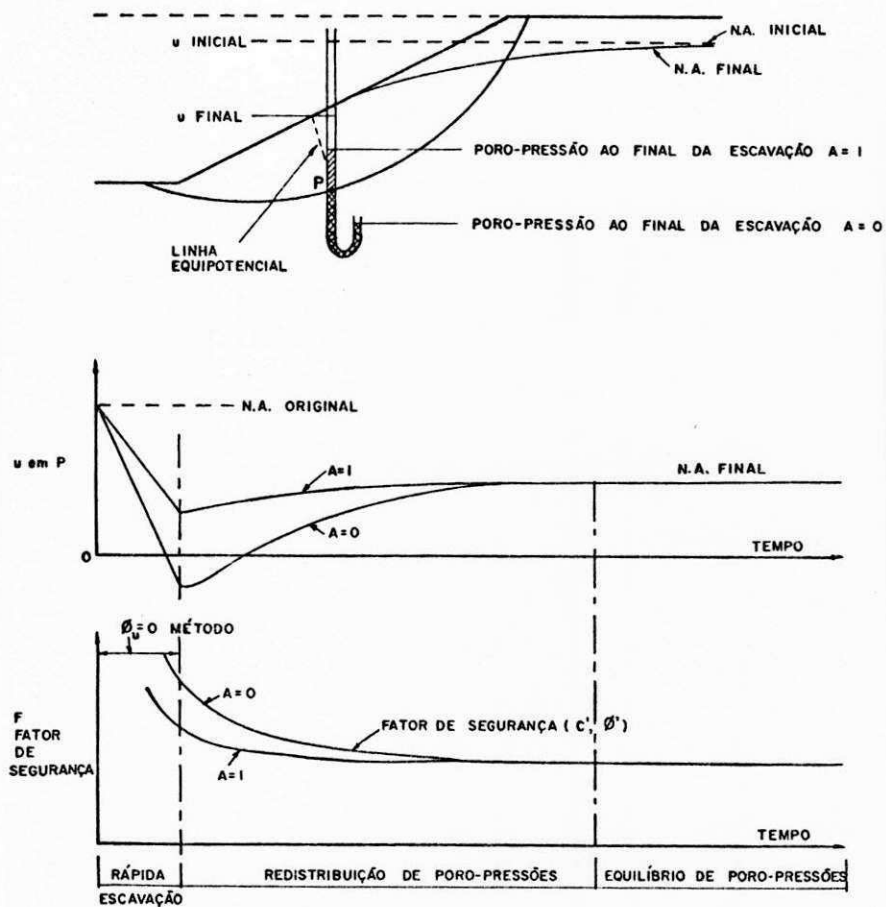
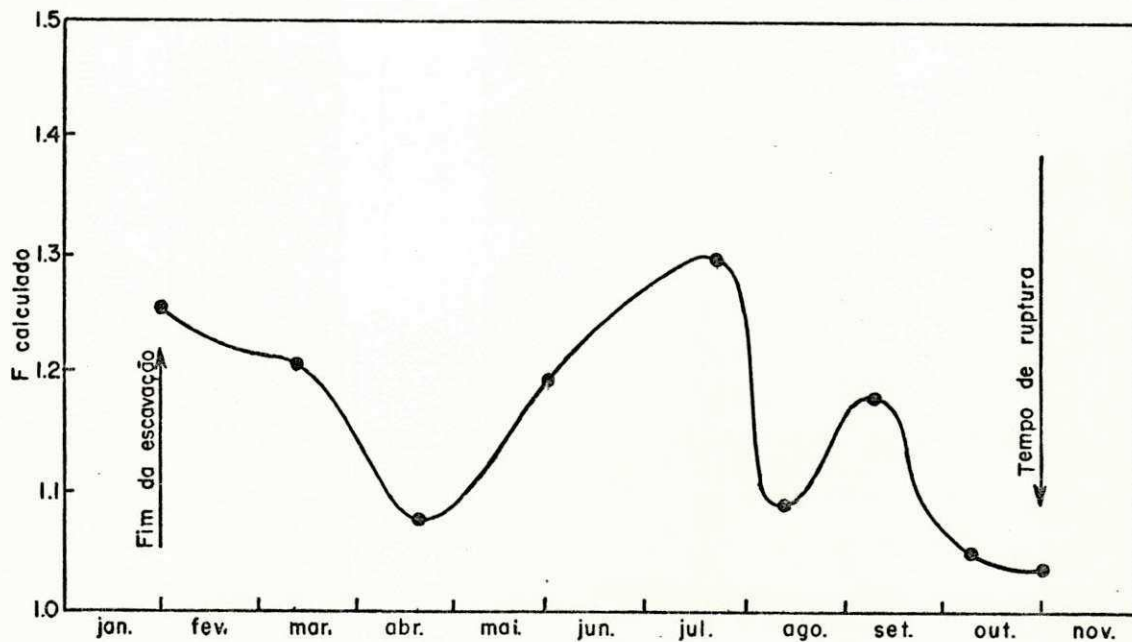


Figura 3.2 - Efeito do tempo sobre o fator de segurança e as poro-pressões em talude de escavação em argila (BISHOP & BJERRUM, 1960).



Resultados do estudo de estabilidade ao longo do Canal Kimola, Finlândia.
(Kenney e Uddin, 1974)

Figura 3.3 - Exemplo de variação do fator de segurança com o tempo, em taludes de escavação (MORGENSTERN, 1977).

3.4.2 - Efeito tridimensional na análise da estabilidade de taludes

Até aqui se tem considerado que a superfície potencial crítica de ruptura na análise da estabilidade de taludes tem a forma de faces laterais de prisma que se degeneram em parte da superfície lateral de um cilindro, quando se admite que a superfície de ruptura é circular.

Isto corresponde a admitir que o problema da análise da estabilidade é de deformação plana. Então, no caso de ruptura de trecho longo de aterro rodoviário com altura invariável, assente sobre um maciço com propriedades geotécnicas constantes nesse trecho, a análise da estabilidade de uma seção transversal pode ser considerada como um problema de deformação plana.

Na realidade entretanto, o problema é tridimensional pois a massa potencial de ruptura tem um determinado comprimento, fazendo com que a superfície potencial de ruptura atinja sempre as faces do talude, tornando-se uma superfície com forma concoidal.

O efeito tridimensional, então, contribui para a estabilidade da massa eventual de ruptura e deve ser frisado que somente se justifica desprezar essa contribuição quando o problema se aproximar realmente da deformação plana. Na maioria dos casos de análise da estabilidade de cortes não se deve desprezar esse efeito.

Alguns processos têm sido propostos numa tentativa de tornar possível a inclusão do efeito tridimensional no cálculo do fator de segurança à ruptura dos taludes, sendo que todos fornecem apenas resultados aproximados. O mais conhecido dentre eles consiste em (SHERARD & WOODWARD, 1963; LAMBE, 1969): consideram-se ao longo do comprimento de um talude seções transversais consecutivas, com distâncias iguais entre si. Essas seções retas são analisadas como sendo um problema de análise de deformação plana, determinando-se para cada uma delas a superfície potencial crítica, seu respectivo fator de segurança e a área que seria envolvida no processo de ruptura incipiente. O fator de segurança do talude, considerando a contribuição do efeito tridimensional, seria dado pela média ponderada dos fatores de segurança de cada seção em função das suas respectivas áreas.

Se por exemplo, em um determinado problema fossem consideradas três seções e se calculassem os seus respectivos fatores de

segurança F_1 , F_2 e F_3 e se os valores das áreas incipientes definidas pelas superfícies potenciais críticas fossem S_1 , S_2 e S_3 , o valor do fator de segurança à ruptura do talude seria dado pela relação:

$$F = \frac{F_1 \cdot S_1 + F_2 \cdot S_2 + F_3 \cdot S_3}{S_1 + S_2 + S_3}$$

Adotando-se este processo o valor do fator de segurança de um talude poderá sofrer acréscimo de até 50% quando comparado com aquele calculado para a seção de maior altura (SHERARD & WOODWARD, 1963).

Como se depreende dessa proposição, ela se aproxima tanto mais de uma solução satisfatória se se analisa um número tanto maior de seções de um talude. Ela poderia ser aplicada ao caso de cortes nos quais geralmente a altura diminui do centro para as laterais e no caso de barragens de terra, nas quais a altura de aterro também diminui ao longo do eixo principal.

Foram pesquisados métodos de análise tridimensional que pudessem ser aplicados a casos mais gerais da análise da estabilidade dos taludes. Foi encontrado o trabalho de HOVLAND (1977). No entanto, esse trabalho constituiu objeto de contestação por parte de outros pesquisadores como AZZOUZ & BALIGH (1978) e STEINER (1978). Isto, aliado à dificuldade de sua aplicação, fez com que esse método não viesse a ser considerado no presente trabalho.

3.5 - Histórico da evolução da análise da estabilidade de taludes

Qualquer pesquisa feita sobre a bibliografia especializada, visando obter subsídios para o estudo da estabilidade de taludes, faz ver o grau de importância atribuído a esse tema. Muitos pesquisadores em mecânica dos solos têm se preocupado com esse problema e vários dentre eles elaboraram métodos ou introduziram modificações naqueles já existentes, com o objetivo de conseguirem soluções mais precisas.

O estudo da estabilidade de taludes teve sua origem na França com as investigações de COULOMB (1773), FRANCIS (1820) e COLLIN (1846). Foi na Suécia, entretanto, no período que vai de

1915 a 1925 que essa especialidade teve um substancial impulso, com os trabalhos de PETERSON, S.HULTIN, J.OLSEN e FELLENIUS. Esses pesquisadores, através da observação de escorregamentos de taludes ocorridos em maciços argilosos, concluíram que a superfície real de deslizamento se aproximava da forma cilíndrica circular e a massa deslizante se comportava como um corpo rígido. Foi assim que mais tarde FELLENIUS desenvolveu o método hoje conhecido como *método sueco* ou método de Fellenius ou ainda *método ordinário das fatias* (CONFERENCE ON THE STABILITY OF EARTH SLOPES, 1954).

Um importante conclave acerca desse tema foi realizado em Estocolmo, durante os dias 20 a 25 de setembro de 1954, ficando registrado com o nome de *1.ª Conferência Regional Européia Sobre Estabilidade de Taludes*. Nessa conferência o Dr. Skempton enfatizou a conveniência da escolha de métodos que se ajustem aos problemas específicos da estabilidade de taludes. Como exemplo foi citado o caso de estabilidade a curto prazo (final de construção) em argilas saturadas, onde a análise $\phi = 0$ pode ser usada com sucesso. Entretanto, essa análise se aplicada para a estabilidade a longo prazo pode acarretar erros muito grandes.

O assunto continua na pauta das investigações e como resultado disso, métodos mais aprimorados têm surgido em anos recentes. Podem ser citados por exemplo os trabalhos de BISHOP (1954) e os de JANBU (1954 e 1957). Posteriormente surgiram os métodos de MORGENSTERN & PRICE (1965) e o de SPENCER (1967), mais tarde modificado por WRIGHT (1969). Recentemente têm aparecido métodos mais sofisticados, diferindo totalmente em algumas características daqueles até então conhecidos. Como exemplo podem ser citados o método da análise tridimensional proposto por HOVLAND (1977) e o método do cálculo variacional proposto por REVILLA & CASTILLO (1977), posteriormente modificado por BAKER & GARBER (1978).

3.6 - Princípio do equilíbrio limite

Na resolução dos problemas de estabilidade de taludes, os métodos mais empregados atualmente são baseados no princípio do equilíbrio limite. Segundo esse princípio a análise da estabilidade de um maciço é efetuada estudando-se o equilíbrio de uma

porção eventual dele que se desprende e desliza sobre uma superfície denominada de superfície de deslizamento. Teoricamente a ruptura de um maciço tem início quando é atingido o equilíbrio limite ao longo dessa superfície, isto é, no instante em que as forças de cisalhamento igualam-se às de resistência do solo.

Na prática, para atender à segurança, a resistência mobilizada deverá ser apenas uma fração da resistência total e se considera que o equilíbrio limite será atingido quando a resistência mobilizada for igual à resistência total do solo dividida por um fator de segurança (ESTEVES, 1971). Esse fator deverá ser maior do que a unidade.

Os métodos de análise da estabilidade que se fundamentam no princípio do equilíbrio limite podem ser divididos em três grupos a saber (BAKER & GARBER, 1978):

a) Grupo simplificado - É caracterizado pelas simplificações na composição das equações de equilíbrio, não satisfazendo a todos os requisitos necessários ao equilíbrio total. Além disso requerem que sejam arbitradas a forma da superfície de ruptura e a distribuição de tensões sobre ela. Esses métodos podem em certos casos, induzir uma margem considerável de erro no cálculo do fator de segurança. Os métodos de FELLENIUS e de BISHOP simplificado se enquadram neste grupo.

b) Grupo intermediário - Os métodos deste grupo se caracterizam por terem satisfeitas as condições de equilíbrio mas são arbitradas a forma da superfície de deslizamento (superfície de ruptura) e a distribuição das tensões sobre essa superfície. A este grupo pertencem por exemplo os métodos de TAYLOR e o de SPENCER.

c) Grupo generalizado - Os métodos deste grupo têm satisfeitas todas as condições de equilíbrio e não é arbitrada forma geométrica definida para a superfície de ruptura. A ele pertencem o método das fatias generalizado (ou método de JANBU), o de MORGENSTERN & PRICE e os que se fundamentam no cálculo variacional.

Como acaba de ser visto, os métodos de análise da estabilidade de taludes fundamentados no princípio do equilíbrio limite podem ser comparados entre si através das condições de equilí-

brio e das hipóteses estabelecidas, visando tornar estaticamente determinado um sistema em estudo.

O Quadro 3.1 devido a WRIGHT (1969) elucida muito bem isto e mostra ainda que as condições de equilíbrio estabelecidas para uma fatia (caso dos métodos que consideram fatias) podem ser aplicadas à toda a massa compreendida pela superfície de ruptura.

Condições de equilíbrio satisfeitas para vários métodos de análise da estabilidade

| MÉTODO DE ANÁLISE | CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO SATISFEITAS | | | | | | Superfície de deslizamento | ANO** |
|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|------------------|---------|----------------|------------------|----------------------------|-------|
| | Total | | | Fatias | | | | |
| | Momento | Força Vertical | Força Horizontal | Momento | Força Vertical | Força Horizontal | | |
| <u>Métodos de fatias</u> | | | | | | | | |
| Fellenius - Met. ordin. das fatias | Sim | Não | Não | Não | Não | Não | Circular | 1927 |
| Petterson | (Sim) | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Qualquer* | |
| Fellenius - Gráfico rigoroso | (Sim) | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Qualquer* | |
| Raedschelders | (Sim) | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Qualquer* | |
| Bishop modificado | Sim | (Sim) | Não | Não | Sim | Não | Circular | 1955 |
| Bishop rigoroso | Sim | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Circular | 1955 |
| Nonveiller | Sim | (Sim) | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Qualquer | |
| Spencer | Sim | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Qualquer* | 1967 |
| Morgenster e Price | (Sim) | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Qualquer | 1965 |
| Janbu et al. - Forças lat.horizon. | Não | (Sim) | (Sim) | Não | Sim | Sim | Qualquer | |
| Lowe e Karafiath | Não | (Sim) | (Sim) | Não | Sim | Sim | Qualquer | |
| Corps of Engineers - Sueco modifíc. | Não | (Sim) | (Sim) | Não | Sim | Sim | Qualquer | |
| Janbu - fatias generalizado (GPS) | (Sim) | (Sim) | (Sim) | Sim | Sim | Sim | Qualquer | 1957 |
| Seed e Sultan | Não | (Sim) | (Sim) | Não | Sim | Sim | Duas cunhas | |
| Corps of Engineers - bloco rígido | Não | (Sim) | (Sim) | Não | Sim | Sim | Três blocos | |
| <u>Outros</u> | | | | | | | | |
| Análise ($\theta = 0$) | Sim | (Sim) | (Sim) | | | | Circular | |
| Espiral logarítmica | Sim | (Sim) | (Sim) | | | | Espiral logarit. | 1935 |
| Culmann | Sim | Sim | Sim | | | | Plana | |
| Círculo de atrito | Sim | Sim | Sim | | | | Circular | 1937 |
| Frohlich | Sim | Sim | Sim | | | | Circular | |
| Bell | Sim | Sim | Sim | | | | Qualquer | |

() - indica que esta condição de equilíbrio está implicitamente satisfeita como resultado da consideração direta de outras condições de equilíbrio.

* - inicialmente era só para superfície circular de deslizamento.

** - Ano em que surgiu o método considerado.

QUADRO 3.1. Comparação das condições de equilíbrio e das formas das superfícies de ruptura adotadas para vários métodos de análise da estabilidade de taludes fundamentada no princípio do equilíbrio limite, segundo WRIGHT (1969).

3.7 - Métodos que não consideram fatias

3.7.1 - Introdução

Existe uma quantidade relativamente grande de métodos de análise da estabilidade que consideram a massa potencial de deslizamento como um corpo rígido. Dentre esses os mais conhecidos são os métodos de TAYLOR e de RENDULIC. Além de ser apresentado um item à parte sobre cada um destes dois métodos foi considerado também o método de COLLIN, por ser este o primeiro método de análise da estabilidade de taludes desenvolvido (1840).

O método de CAQUOT e KÉRISEL também se enquadra nesse contexto mas devido a ele ter aplicação muito restrita, a não oferecer nenhuma contribuição importante e ser praticamente desconhecido em nosso meio, não será abordado em maiores detalhes.

Este método foi apresentado na obra de CAQUOT e KÉRISEL "Traité de Mecanique des Sols" (1966). Existem alguns ábacos elaborados por técnicos do Bureau d'Études Simecsol que permitem uma aplicação mais rápida do mesmo (KÉRISEL, 1967).

3.7.2 - Método de Collin

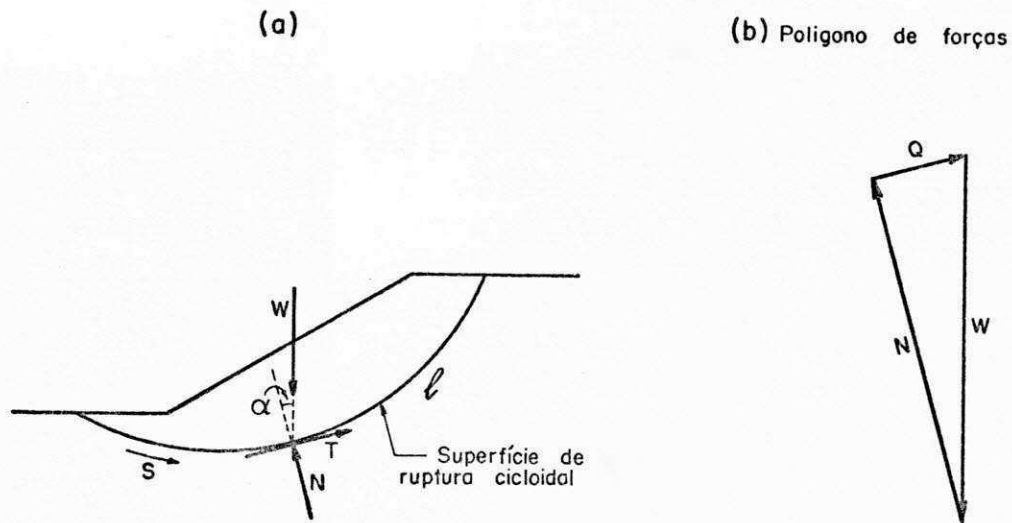
O método desenvolvido por COLLIN (1840) foi considerado no presente trabalho por ser um dos primeiros processos de análise da estabilidade de taludes e por apresentar certas características que são até hoje utilizadas em quase todos os procedimentos modernos dessa análise.

COLLIN propôs que fosse determinada uma força Q necessária para manter estável o talude considerado, nas condições representadas pela Figura (3.4).

WRIGHT (1969) considerando que a maioria dos taludes não são suportados por forças externas, achou mais conveniente reescrever a equação de COLLIN de forma a se calcular a resistência necessária ao equilíbrio dos mesmos (eq. 3.2).

COLLIN já salientava a necessidade de se pesquisar a posição da superfície crítica de ruptura.

O fator de segurança neste método, com a modificação proposta por WRIGHT, seria dado pela relação entre a resistência não drenada do solo e a resistência calculada pela expressão da por WRIGHT (eq. 3.3).



$$Q = W \cdot \text{sen } \alpha - S \cdot l \quad - \text{Equação de COLLIN (3.1)}$$

$$S = \frac{W \cdot \text{sen } \alpha}{l} \quad - \text{Equação proposta por WRICHT (3.2)}$$

Q - Força necessária ao equilíbrio do talude.

W - Peso da massa potencial de deslizamento.

T - Força cisalhante ao longo do arco l , necessária ao equilíbrio ($T = S \cdot l$).

S - Resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de l (Parcela da resistência não drenada).

S_u - Resistência não drenada do solo.

l - Comprimento do arco cicloidal.

Fator de segurança:

$$F = \frac{S_u}{S} \quad - \quad (3.3).$$

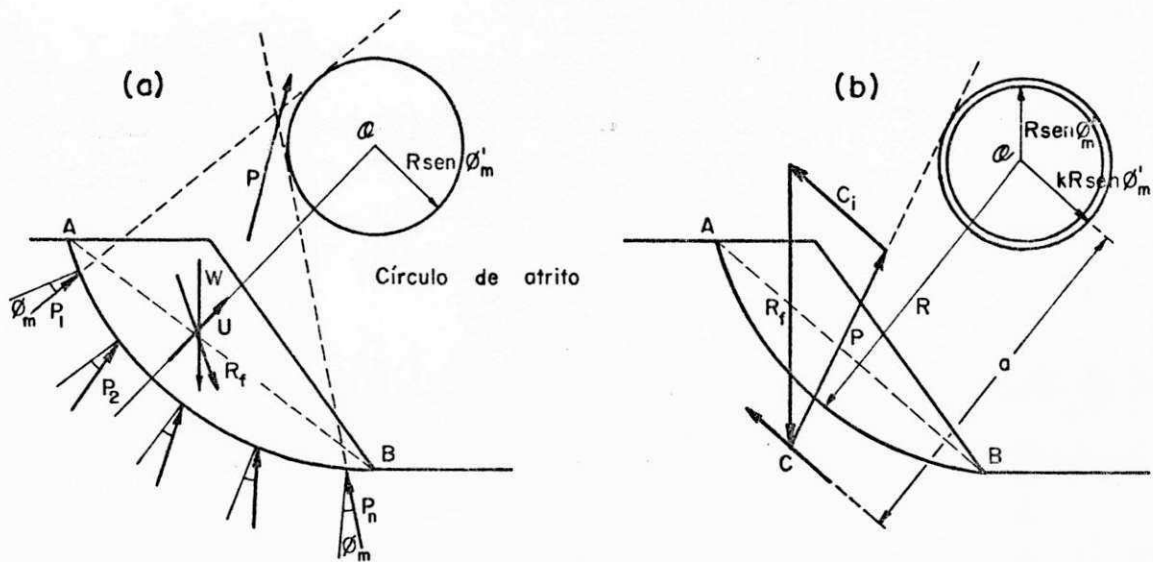
Figura 3.4 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de um talude no método de COLLIN.

3.7.3 - Método do círculo de atrito ou método de TAYLOR

Este método foi instituído por G.GILBOY e A.CASAGRANDE e posteriormente desenvolvido por TAYLOR (1937). A idéia sobre a utilização do *círculo de atrito* havia surgido antes e é devida a KREY (1936), quem usou esse princípio em outros tipos de análise (TAYLOR, 1937).

A hipótese fundamental do método é que a resultante (p_i) da força normal com a força de atrito, em cada ponto da superfície de ruptura, tem uma linha de ação que deverá ser tangente a um círculo denominado de *círculo de atrito* (Fig. 3.5-a).

A tensão normal em um ponto qualquer da superfície de ruptura passa pelo centro do círculo de atrito que é também o centro de rotação da massa potencial de deslizamento. A tensão cisalhante necessária ao equilíbrio, nesse ponto, deverá ser neutralizada por duas parcelas de forças, uma correspondente à mobilização da coesão, cuja resultante é paralela à corda do arco de ruptura (Fig. 3.5-b) e outra que corresponde à mobilização do atrito.



- W - Peso do bloco deslizando hipotético.
 U - Resultante das poro-pressões.
 R_f - Resultante de U e de W , ($\vec{R}_f = \vec{U} + \vec{W}$).
 p_i - Resultante da força de atrito com a força normal,
 ($\vec{p}_i = \vec{f}_a + \vec{N}$), tangente ao círculo de atrito (círculo de raio $R \cdot \text{sen } \phi'_m$).
 P - Resultante das forças p_i ($\vec{P} = \Sigma \vec{p}_i$), tangente ao círculo de raio $K \cdot R \cdot \text{sen } \phi'_m$.
 L - Comprimento do arco AB .
 L_1 - Comprimento da corda AB .
 C - Força resistente total ($C = c' \cdot L_1$), paralela à corda AB .
 R - Raio do círculo de ruptura.
 a - Distância entre a resultante C e o centro comum (o) dos círculos concêntricos.

Figura 3.5 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de um talude no método do círculo de atrito.

De acordo com a hipótese fundamental, considerando-se um arco elementar da superfície de ruptura, a resultante p_i será tangente ao círculo de raio $R \cdot \sin \phi_m$ e além disso ela forma um ângulo ϕ_m com a normal nesse ponto (Fig. 3.5-a). A resultante P das forças p_i terá sua linha de ação tangente a um círculo de raio $K \cdot R \cdot \sin \phi_m$ (Fig. 3.5-b), onde K é um coeficiente que é função do ângulo central da superfície de ruptura e da distribuição das tensões normais ao longo dessa superfície (TAYLOR, 1963).

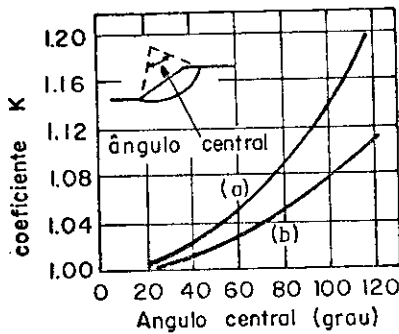


FIG. 3.6 - Valores do coeficiente K .

Na Figura 3.6 a curva (a) representa uma distribuição das forças p_i com intensidade constante ao longo da superfície de ruptura. A curva (b) representa uma distribuição sinusoidal dessas forças, com valores nulos nas extremidades da mesma superfície (TAYLOR, 1937 e 1963).

TAYLOR desenvolveu um processo analítico para uso deste método. Ele utiliza como definição do fator de segurança de um talude a relação entre a coesão do solo e a *coesão crítica* (coesão mobilizada ao longo da superfície potencial crítica de ruptura). O uso desta relação veio permitir que a solução matemática se tornasse bem mais simples do que quando se utiliza a expressão do fator de segurança envolvendo a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante necessária ao equilíbrio (fator de segurança verdadeiro).

No desenvolvimento da solução analítica TAYLOR introduziu também um fator (N) adimensional definido pela relação $N = c/F\phi H$, onde F é o coeficiente de segurança do talude, relativo à coesão do solo e C é essa coesão. Esse fator, denominado por TAYLOR de *número de estabilidade* veio simplificar sobremaneira a análise, possibilitando a obtenção de uma solução geral de qualquer talude, para todos os ângulos de atrito internos dos solos e para diferentes alturas, de tal forma que uma vez determinado o seu valor crítico não mais será necessária a análise de cada caso individual. Esta solução sob a forma de âbacos é até hoje muito utilizada, principalmente para análises de estabilidade em fase de anteprojeto (Figs. 3.7 e 3.8).

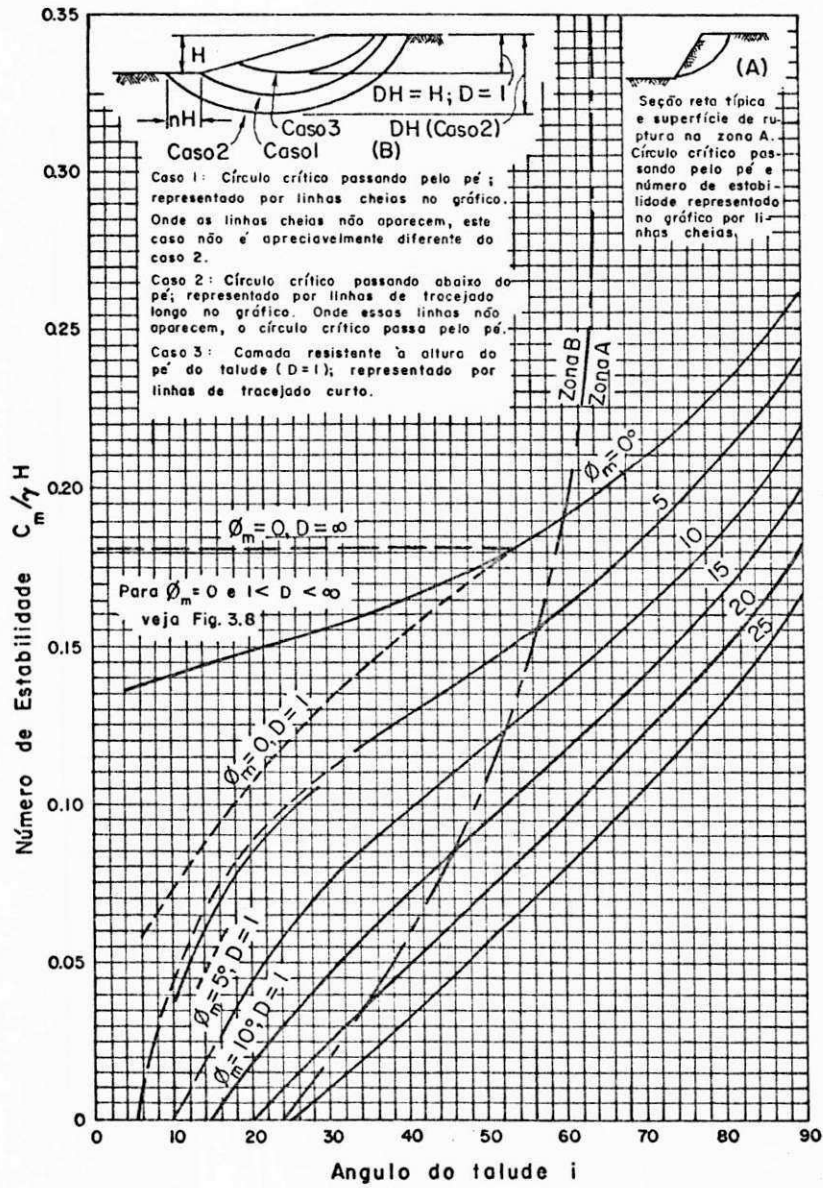


Fig. 3.7 - GRÁFICO DE NÚMERO DE ESTABILIDADE (TAYLOR)

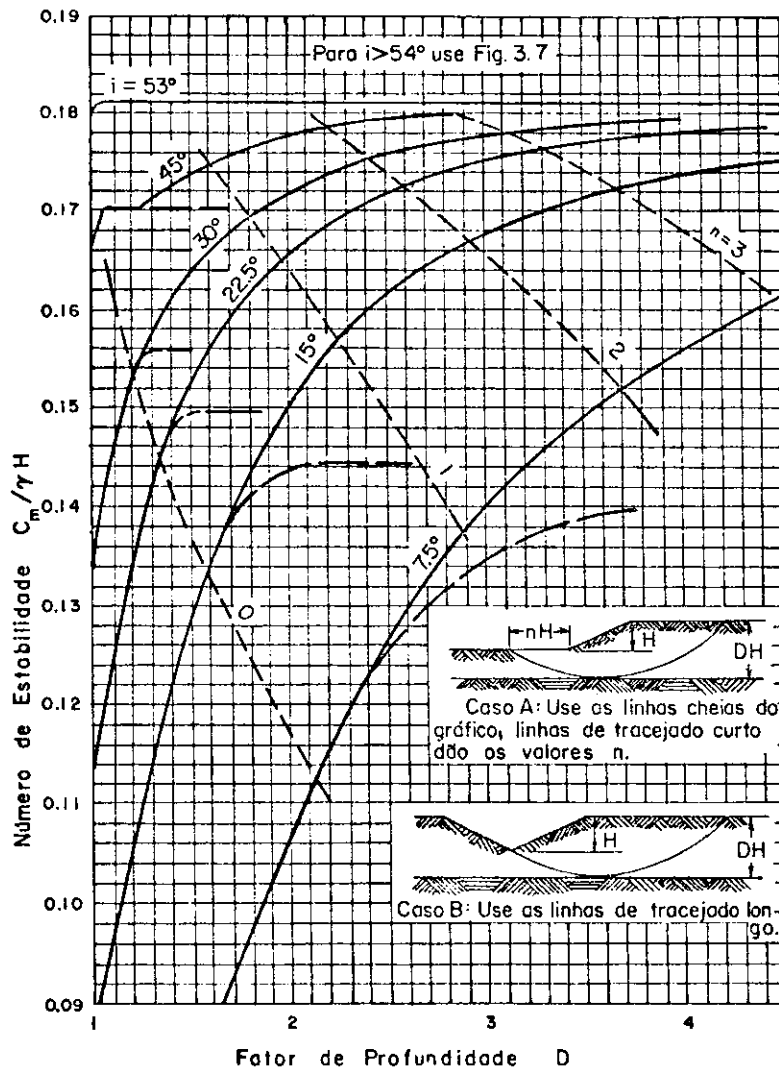


Fig. 3.8 - GRÁFICO DE NÚMEROS DE ESTABILIDADE PARA CASO DE $\phi = 0$, E PROFUNDIDADE LIMITADA (TAYLOR)

TAYLOR mostra ainda como devem ser considerados os casos de taludes submersos, taludes sujeitos a rebaixamento rápido do nível d'água, taludes submetidos a percolação estacionária e da queles com força de pressão neutra resultante nula.

Este método aplica-se a taludes homogêneos, com superfície de ruptura circular. Ele goza de aceitação razoável.

WRIGHT (1969) fez um estudo exaustivo deste método e constatou que o fator de segurança calculado através dele apresenta sempre um valor inferior ao real. Em casos extremos pode-se chegar a diferenças da ordem de até 18%.

A Figura 3.9 mostra como se determina graficamente, pelo processo de TAYLOR, o fator de segurança (F) de um talude.

Determinação gráfica do fator de segurança

Determina-se em primeiro lugar a resultante R_f (Fig. 3.5-b).

Arbitra-se um valor ϕ_m e determina-se o valor de K na Figura 3.6.

Determina-se c_i através do polígono de forças traçado a partir de R_f e das direções de P e de C (Fig. 3.5-b).

Calculam-se em seguida os coeficientes de segurança relativos ao atrito e à coesão ($F\phi_1$ e Fc_1), utilizando as relações 3.4 e 3.5.

Repete-se o processo para outros valores de ϕ_m e obtêm-se novos pares de valores para $F\phi$ e Fc .

Plotando-se os valores calculados em um gráfico como o da Figura 3.9, o ponto de encontro da curva traçada pelos pontos plotados com a bissetriz dos eixos ortogonais dará o valor de F que satisfaz à relação 3.6.

$$F\phi_1 = \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \phi_{d1}}, \quad F\phi_2 = \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \phi_{d2}}, \quad \text{etc.} \quad 3.4$$

$$Fc_1 = \frac{c'}{c_{d1}}, \quad Fc_2 = \frac{c'}{c_{d2}}, \quad \text{etc.} \quad 3.5$$

$$F = F_c = F\phi \quad 3.6$$

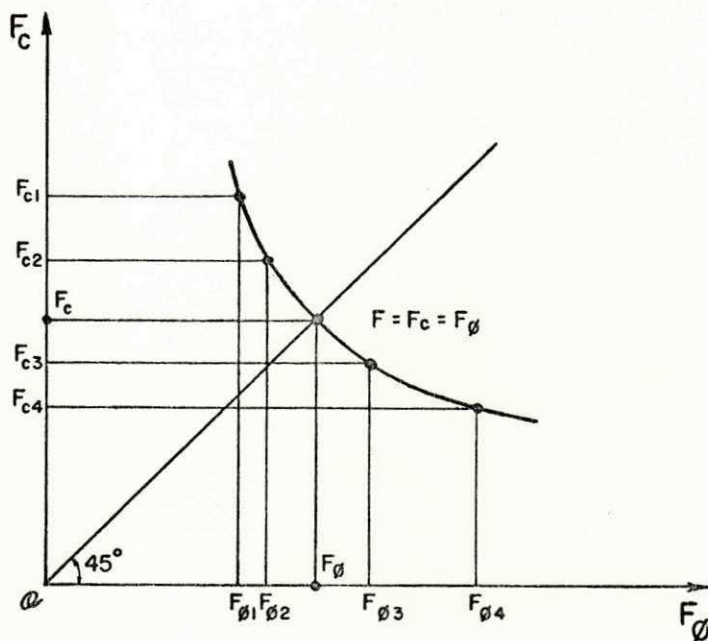


Figura 3.9 - Determinação do fator de segurança pelo processo gráfico (TAYLOR, 1963).

3.7.4 - Método da espiral logarítmica

Este método foi instituído por RENDULIC (1935). O objetivo do autor foi conseguir uma forma idealizada para a superfície de ruptura que fosse capaz de atender ao equilíbrio estático da massa potencial de deslizamento, sem a necessidade de hipóteses adicionais (TAYLOR, 1937).

A hipótese fundamental do método é que a superfície de ruptura é uma espiral logarítmica. Essa curva tem uma propriedade notável, a de que em qualquer de seus pontos o raio vetor forma um ângulo constante com a normal nesse ponto. Esse ângulo é considerado com um valor igual ao do atrito mobilizado do solo. (Fig. 3.10).

Em virtude dessa hipótese a somatória dos momentos decorrentes das forças p_i (resultantes da força normal e da força de atrito em cada ponto da superfície de ruptura) é nula e somente o peso da massa deslizante e a força proveniente da coesão do solo, ao longo da superfície potencial de ruptura, são considerados para o equilíbrio na análise. Fazendo-se o equilíbrio de momentos dessas forças em torno do centro de rotação da massa potencial de deslizamento obtém-se o valor da coesão mobilizada necessária ao equilíbrio, ao longo daquela superfície (eq. 3.8). Para várias superfícies escolhidas determina-se essa mobilização até se definir a superfície potencial crítica.

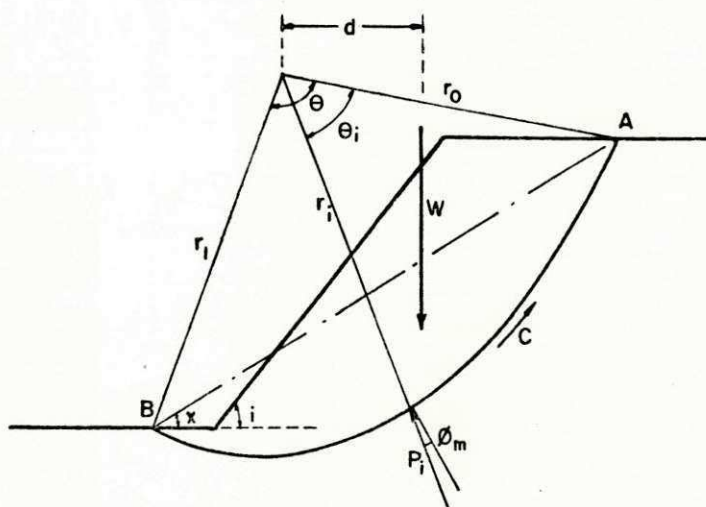


Figura 3.10 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de um talude no método da espiral logarítmica.

r_i - raio calculado pela expressão (3.7).

r_o - raio de referência ($\theta = 0$).

θ_i - ângulo entre r_o e r_i .

ϕ_m - ângulo de atrito mobilizado, primeiro valor arbitrado.

P_i - resultante da força normal e da força de atrito num ponto qualquer da curva.

Equação da espiral logarítmica:

$$r_i = r_o \cdot e^{\theta_i \cdot \text{tg } \phi_m} \quad (3.7)$$

Equação do equilíbrio de momentos em torno do centro de rotação (θ):

$$W \cdot d = \frac{C_m}{2 \text{tg } \phi_m} (r_i^2 - r_o^2) \quad (3.8)$$

Fator de segurança:

$$F = \frac{C}{C_m} = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_m} \quad (3.9)$$

No caso de análise $\phi = 0$ a equação da espiral toma a forma da equação da circunferência e o problema recai na análise da superfície circular de ruptura.

WRIGHT (1969) diz que devido a um valor de ϕ_m (atrito mobilizado) ser arbitrado para a definição da superfície de ruptura, o valor encontrado para a coesão mobilizada do solo pode acarretar um fator de segurança diferente daquele correspondente ao ângulo de atrito. A fim de evitar essa possibilidade deverão ser efetuadas iterações nos cálculos (como no método do círculo de atrito) até que seja encontrado um valor único para os fatores de segurança relativos a estes dois parâmetros (eq.3.9).

TAYLOR (1937) constatou que uma análise gráfica efetuada através deste método requer cerca de duas vezes o tempo necessário à mesma pelo método do círculo de atrito. Quanto aos fatores de segurança ele encontrou resultados praticamente idênticos, quando calculados através destes dois métodos, como pode ser visto na Tabela 3.1.

CHEN (1975) elaborou também ábacos e tabelas para o cálculo dos números de estabilidade (Ver as Figuras 3.11 e 3.12 e a Tabela 3.2).

Comparações entre números de estabilidade calculados por este autor, são encontradas também na Tabela 3.3.

| i (graus) | ϕ (graus) | Círculo de atrito | | | Espiral logarítmica | | | Diferença (%) |
|--------------|-------------------|-------------------|-------------------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------|------------------|
| | | Ângulo x | Ângulo central θ | $\frac{C}{F\phi H}$ | Ângulo x | Ângulo central θ | $\frac{C}{F\phi H}$ | |
| 90 | 25 | 60 | 22 | .1659 | 61 | 22 | .1651 | 0.48 |
| 60 | 25 | 50 | 60 | .0788 | 49 | 58 | .0784 | 0.51 |
| 30 | 25 | 29 | 50 | .0089 | 29 | 40 | .0083 | 6.74 |
| 60 | 15 | 44 | 63 | .1160 | 44 | 60 | .1159 | 0.09 |
| 90 | 5 | 50 | 28 | .2386 | 50 | 29 | .2387 | 0.04 |
| 60 | 5 | 38.5 | 69 | .1624 | 39 | 69 | .1624 | 0.00 |
| 15 | 5 | (12.5) | (94) | (.0682) | (13) | (88) | (.0681) | 0.15 |
| 15* | 5 | 11 | 95 | .0695 | 11.7 | 92 | .0696 | 0.14 |

* Superfície de ruptura passando abaixo do pé.

TABELA 3.1. Comparação dos números de estabilidade calculados pelos métodos do círculo de atrito e da espiral logarítmica (TAYLOR, 1937).

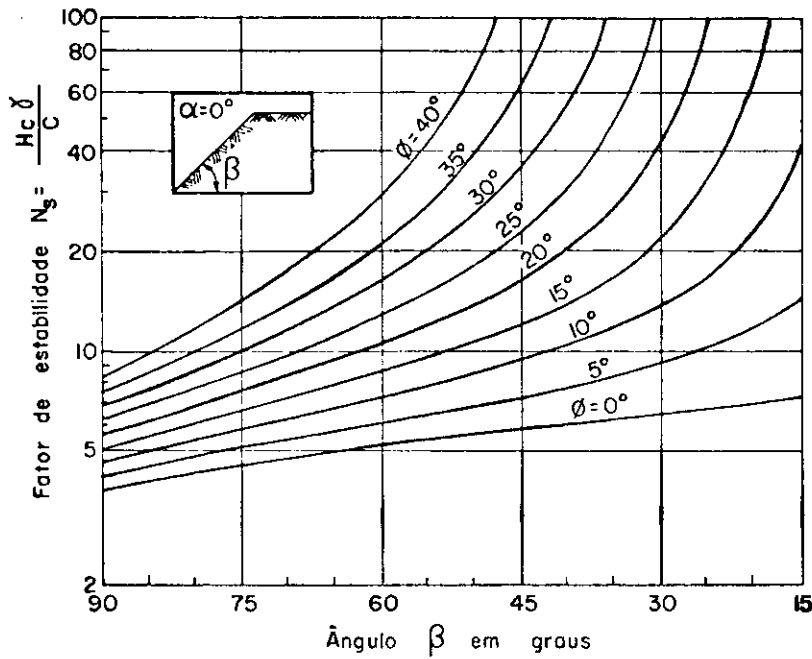


Figura 3.11 - Fatores de estabilidade (N_s) calculados em função de β e de ϕ , para superfícies de ruptura passando pelo pé do talude (CHEN, 1975).

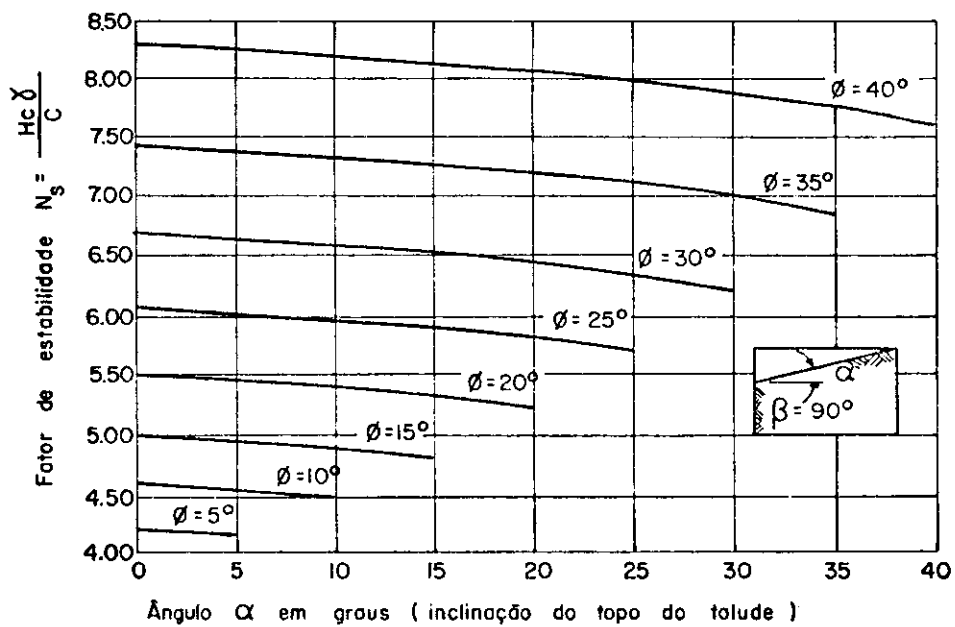


Figura 3.12 - Fatores de estabilidade (N_s) em função do ângulo α , para superfície de ruptura passando pelo pé do talude (CHEN, 1975).

| θ° | α° | β° | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|----------------|---------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | | 90 | 85 | 80 | 75 | 70 | 65 | 60 | 55 | 50 | 45 | 40 | 35 | 30 | 25 | 20 | 15 |
| 0 | 0 | 3.83 | 4.08 | 4.33 | 4.56 | 4.80 | 5.03 | 5.25 | 5.46 | 5.52 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 |
| | 5 | 4.19 | 4.50 | 4.82 | 5.14 | 5.47 | 5.81 | 6.16 | 6.53 | 6.92 | 7.35 | 7.84 | 8.41 | 9.13 | 10.02 | 11.46 | 14.38 |
| | 3 | 4.14 | 4.44 | 4.74 | 5.05 | 5.37 | 5.69 | 6.03 | 6.38 | 6.76 | 7.18 | 7.64 | 8.19 | 8.83 | 9.65 | 10.99 | 13.71 |
| 10 | 0 | 4.58 | 4.97 | 5.37 | 5.80 | 6.25 | 6.73 | 7.26 | 7.84 | 8.51 | 9.31 | 10.30 | 11.61 | 18.50 | 16.64 | 23.14 | 45.49 |
| | 5 | 4.53 | 4.91 | 5.30 | 5.71 | 6.15 | 6.63 | 7.14 | 7.72 | 8.38 | 9.16 | 10.13 | 11.13 | 13.28 | 16.37 | 22.79 | 44.95 |
| | 10 | 4.47 | 4.83 | 5.21 | 5.61 | 6.03 | 6.48 | 6.99 | 7.54 | 8.18 | 8.93 | 9.87 | 11.11 | 12.89 | 15.84 | 21.96 | 42.90 |
| 15 | 0 | 5.02 | 5.50 | 6.01 | 6.57 | 7.18 | 7.85 | 8.63 | 9.54 | 10.64 | 12.05 | 13.97 | 16.83 | 21.69 | 32.11 | 69.40 | |
| | 5 | 4.97 | 5.44 | 5.94 | 6.49 | 7.08 | 7.75 | 8.52 | 9.42 | 10.51 | 11.91 | 13.82 | 16.65 | 21.48 | 31.85 | 69.05 | |
| | 10 | 4.91 | 5.36 | 5.85 | 6.38 | 6.97 | 7.63 | 8.38 | 9.26 | 10.34 | 11.72 | 13.59 | 16.38 | 21.14 | 31.38 | 68.26 | |
| 15 | 15 | 4.83 | 5.27 | 5.74 | 6.26 | 6.82 | 7.46 | 8.19 | 9.04 | 10.09 | 11.42 | 13.23 | 15.92 | 20.49 | 30.25 | 65.17 | |
| | 0 | 5.50 | 6.10 | 6.75 | 7.48 | 8.30 | 9.25 | 10.39 | 11.80 | 13.63 | 16.16 | 19.99 | 26.66 | 41.22 | 94.63 | | |
| | 5 | 5.46 | 6.04 | 6.68 | 7.40 | 8.21 | 9.16 | 10.28 | 11.69 | 13.51 | 16.03 | 19.85 | 26.48 | 41.02 | 94.38 | | |
| 10 | 10 | 5.40 | 5.97 | 6.60 | 7.30 | 8.10 | 9.04 | 10.16 | 11.54 | 13.35 | 15.85 | 19.64 | 26.23 | 40.69 | 93.78 | | |
| | 15 | 5.33 | 5.88 | 6.50 | 7.18 | 7.97 | 8.89 | 9.98 | 11.35 | 13.12 | 15.58 | 19.32 | 25.82 | 40.09 | 92.90 | | |
| | 20 | 5.24 | 5.77 | 6.37 | 7.03 | 7.79 | 8.68 | 9.74 | 11.07 | 12.79 | 15.17 | 18.77 | 25.01 | 38.64 | 88.63 | | |
| 25 | 0 | 6.06 | 6.79 | 7.62 | 8.58 | 9.70 | 11.05 | 12.74 | 14.97 | 18.10 | 22.90 | 31.33 | 50.06 | 119.93 | | | |
| | 5 | 6.01 | 6.73 | 7.56 | 8.50 | 9.61 | 10.96 | 12.64 | 14.86 | 17.98 | 22.77 | 31.19 | 49.89 | 119.70 | | | |
| | 10 | 5.95 | 6.67 | 7.48 | 8.41 | 9.51 | 10.84 | 12.52 | 14.73 | 17.83 | 22.60 | 30.99 | 49.63 | 119.35 | | | |
| 15 | 15 | 5.89 | 6.58 | 7.38 | 8.30 | 9.38 | 10.70 | 12.36 | 14.55 | 17.62 | 22.35 | 30.69 | 49.23 | 118.79 | | | |
| | 20 | 5.80 | 6.48 | 7.26 | 8.16 | 9.22 | 10.51 | 12.14 | 14.30 | 17.33 | 21.98 | 30.20 | 48.50 | 117.43 | | | |
| | 25 | 5.70 | 6.35 | 7.10 | 7.97 | 9.00 | 10.26 | 11.84 | 13.92 | 16.85 | 21.35 | 29.24 | 46.76 | 112.07 | | | |
| 30 | 0 | 6.69 | 7.61 | 8.67 | 9.94 | 11.48 | 13.44 | 16.04 | 19.71 | 25.41 | 35.54 | 58.27 | 144.20 | | | | |
| | 5 | 6.64 | 7.55 | 8.61 | 9.86 | 11.40 | 13.35 | 15.94 | 19.61 | 25.29 | 35.41 | 58.13 | 144.01 | | | | |
| | 10 | 6.59 | 7.48 | 8.53 | 9.77 | 11.30 | 13.24 | 15.82 | 19.48 | 25.15 | 35.25 | 57.92 | 143.74 | | | | |
| 15 | 15 | 6.52 | 7.40 | 8.44 | 9.67 | 11.18 | 13.10 | 15.67 | 19.31 | 24.96 | 35.01 | 57.63 | 143.31 | | | | |
| | 20 | 6.44 | 7.31 | 8.32 | 9.54 | 11.03 | 12.93 | 15.47 | 19.08 | 24.68 | 34.67 | 57.16 | 142.54 | | | | |
| | 25 | 6.35 | 7.19 | 8.18 | 9.37 | 10.83 | 12.70 | 15.20 | 18.74 | 24.27 | 34.11 | 56.30 | 140.54 | | | | |
| 30 | 30 | 6.22 | 7.04 | 7.99 | 9.14 | 10.56 | 12.37 | 14.78 | 18.22 | 23.54 | 33.01 | 54.25 | 134.52 | | | | |
| | 0 | 7.42 | 8.58 | 9.97 | 11.68 | 13.86 | 16.77 | 20.94 | 27.45 | 39.11 | 65.52 | 166.38 | | | | | |
| | 5 | 7.38 | 8.52 | 9.90 | 11.60 | 13.77 | 16.68 | 20.84 | 27.34 | 39.00 | 65.39 | 166.22 | | | | | |
| 10 | 10 | 7.32 | 8.46 | 9.82 | 11.51 | 13.68 | 16.58 | 20.73 | 27.22 | 38.85 | 65.22 | 166.00 | | | | | |
| | 15 | 7.26 | 8.38 | 9.73 | 11.41 | 13.56 | 16.44 | 20.58 | 27.05 | 38.66 | 64.70 | 165.72 | | | | | |
| | 20 | 7.19 | 8.29 | 9.63 | 11.29 | 13.42 | 16.29 | 20.40 | 26.84 | 38.40 | 64.65 | 165.19 | | | | | |
| 15 | 25 | 7.10 | 8.18 | 9.49 | 11.13 | 13.23 | 16.07 | 20.14 | 26.53 | 38.02 | 64.12 | 164.30 | | | | | |
| | 30 | 6.99 | 8.04 | 9.33 | 10.93 | 12.99 | 15.78 | 19.78 | 25.27 | 36.15 | 60.80 | 154.98 | | | | | |
| | 35 | 6.84 | 7.86 | 9.10 | 10.64 | 12.64 | 15.34 | 19.21 | 25.27 | 36.15 | 60.80 | 154.98 | | | | | |
| 40 | 0 | 8.29 | 9.77 | 11.61 | 13.97 | 17.15 | 21.72 | 28.91 | 41.89 | 71.49 | 185.49 | | | | | | |
| | 5 | 8.24 | 9.71 | 11.54 | 13.89 | 17.09 | 21.63 | 28.82 | 41.78 | 71.37 | 185.35 | | | | | | |
| | 10 | 8.19 | 9.65 | 11.46 | 13.81 | 16.97 | 21.53 | 28.71 | 41.66 | 71.23 | 185.17 | | | | | | |
| 15 | 15 | 8.13 | 9.57 | 11.38 | 13.71 | 16.86 | 21.40 | 28.57 | 41.51 | 71.04 | 184.93 | | | | | | |
| | 20 | 8.06 | 9.49 | 11.27 | 13.59 | 16.72 | 21.25 | 28.39 | 41.29 | 70.78 | 184.57 | | | | | | |
| | 25 | 7.98 | 9.38 | 11.15 | 13.44 | 16.55 | 21.05 | 28.15 | 41.00 | 70.41 | 184.04 | | | | | | |
| 15 | 30 | 7.87 | 9.25 | 10.99 | 13.25 | 16.33 | 20.78 | 27.82 | 40.58 | 69.81 | 183.01 | | | | | | |
| | 35 | 7.74 | 9.09 | 10.78 | 13.00 | 16.02 | 20.39 | 27.32 | 39.88 | 68.73 | 180.81 | | | | | | |
| | 40 | 7.56 | 8.86 | 10.50 | 12.64 | 15.55 | 19.77 | 26.45 | 38.53 | 66.12 | 172.51 | | | | | | |

TABELA 3.2. Fatores de estabilidade $N_s = \frac{Hc^2}{C}$ calculados pelo princípio da análise limite, para superfície de ruptura em forma de espiral logarítmica, passando pelo pé do talude (CHEN, 1975).

| β (graus) | ϕ (graus) | Equilíbrio limite | | | | Análise limite |
|--------------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------|---------------------|---------------------|
| | | Culmann | Fatias | Círculo de atrito | Espiral logarítmica | Espiral logarítmica |
| 90 | 0 | 4.00 | 3.83 | 3.83 | 3.83 | 3.83 |
| | 5 | 4.37 | 4.19 | 4.19 | 4.19 | 4.19 |
| | 15 | 5.21 | 5.02 | 5.02 | | 5.02 |
| | 25 | 6.29 | 6.06 | 6.06 | 6.06 | 6.06 |
| 75 | 0 | 5.21 | 4.57 | 4.57 | 4.57 | 4.56 |
| | 5 | 5.85 | 5.13 | 5.13 | | 5.14 |
| | 15 | 7.46 | 6.49 | 6.52 | | 6.57 |
| | 25 | 9.80 | 8.48 | 8.54 | | 8.58 |
| 60 | 0 | 6.94 | 5.24 | 5.24 | 5.24 | 5.25 |
| | 5 | 8.06 | 6.06 | 6.18 | 6.18 | 6.16 |
| | 15 | 11.36 | 8.33 | 8.63 | 8.63 | 8.63 |
| | 25 | 17.24 | 12.20 | 12.65 | 12.82 | 12.74 |
| 45 | 0 | 9.62 | 5.88 | 5.88* | 5.88* | 5.53* |
| | 5 | 12.05 | 7.09 | 7.36 | | 7.35 |
| | 15 | 20.41 | 11.77 | 12.04 | | 12.05 |
| | 25 | 43.48 | 20.83 | 22.73 | | 22.90 |
| 30 | 0 | 14.93 | 6.41* | 6.41* | 6.41* | 5.53* |
| | 5 | 21.28 | 8.77* | 9.09* | | 9.13* |
| | 15 | 55.56 | 20.84 | 21.74 | | 21.69 |
| | 25 | 500.00 | 83.34 | 111.1 | 125.0 | 119.93 |
| 15 | 0 | 30.30 | 6.90* | 6.90* | 6.90* | 5.53* |
| | 5 | 66.67 | 13.89* | 14.71* | 14.71* | 14.38* |
| | 10 | 250.00 | | 43.62 | | 45.49 |

* Superfície crítica de ruptura passando sob o pé do talude.

TABELA 3.3. Comparação entre os números de estabilidade ($N_s = Hc\gamma/C$) calculados pelos métodos do equilíbrio limite e da análise limite, para taludes com topo horizontal ($\alpha = 0^\circ$) (CHEN, 1975).

Taludes submersos e aqueles com percolação estacionária são tratados da mesma forma como sugerida por TAYLOR.

A aplicação deste método a casos de taludes em solos heterogêneos é muito limitada entre técnicos brasileiros.

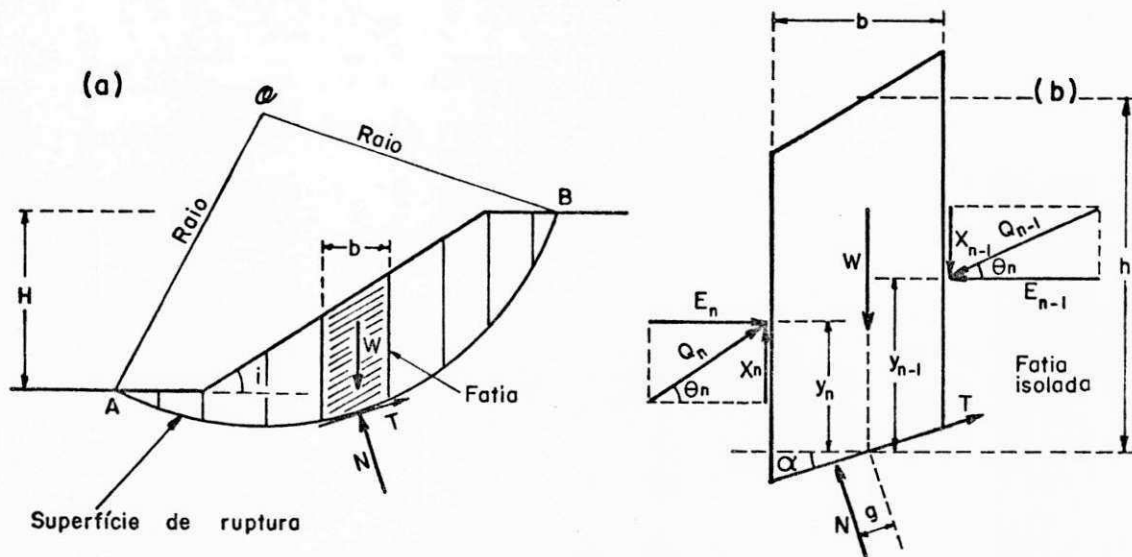
3.8 - Métodos que consideram fatias

3.8.1 - Introdução

São métodos de análise da estabilidade que consideram a massa eventual de deslizamento como estando dividida em fatias verticais, sendo que o equilíbrio do sistema é estabelecido em função de cada fatia pela aplicação das equações de equilíbrio sobre elas (Fig. 3.13 a e b).

Nos maciços homogêneos a análise da estabilidade de um talude pode ser realizada satisfatoriamente considerando-se a massa deslizante como um todo. Entretanto, tratando-se de taludes heterogêneos, a distribuição das tensões ao longo da superfície de ruptura já não pode ser encarada como no caso anterior, requerendo considerações mais minuciosas. O conhecimento de que as tensões normais em um ponto qualquer da superfície de ruptura são influenciadas principalmente pelo peso da coluna de solo sobrejacente constituiu motivo de preocupação para os primeiros pesquisadores desse campo e daí surgiram os argumentos para a criação do *método das fatias* (LAMBE, 1969).

Todavia, dividindo-se a massa eventual de deslizamento em fatias o problema da determinação da distribuição das tensões normais à superfície de ruptura fica estaticamente indeterminado porque envolve maior número de incógnitas do que o de equações, para satisfazer ao equilíbrio total. Os Quadros 3.2 devido a LAMBE (1969) e 3.3 elaborado por WRIGHT (1969) ilustram o que acaba de ser dito.



- W - Peso da fatia
- N - Força normal à base da fatia
- E - Força horizontal nas laterais de uma fatia
- X - Força de cisalhamento entre fatias
- Q - Resultante das forças laterais
- θ - Ângulo de inclinação da resultante R
- y - Ordenadas das forças E
- T - Força de coesão do solo
- g - Distância de N ao centro da fatia
- b - Largura da fatia

Figura 3.13 - a) Fatias verticais hipotéticas. b) Forças atuantes numa fatia isolada.

| EQUAÇÕES | INCÓGNITAS |
|--|---|
| n Resultante das forças verticais para cada fatia. | n Resultante normal (N) à base de cada fatia. |
| n Resultante das forças horizontais para cada fatia. | n Coordenadas da resultante normal (N) à base de cada fatia em relação ao centro desta. |
| n Momentos para cada fatia. | n-1 Resultante (Q) dos esforços laterais para cada fatia. |
| 3 n equações | n-1 Ângulo de inclinação das resultantes Q para cada fatia. |
| | n-1 Coordenadas dos pontos de aplicação das resultantes Q. |
| | 1 Fator de segurança. |
| | 5 n - 2 incógnitas |

QUADRO 3.2. Equações e incógnitas representativas do equilíbrio total de uma fatia (LAMBE, 1969).

| PROCESSO DE ANÁLISE | INCÓGNITAS | | | | EQUAÇÕES | | | |
|-------------------------------------|--------------------------------------|--|----------------------------|--|---------------------------|--------------------|----------------------------|---------------------|
| | Para equilíbrio de forças | | Para equilíbrio de momento | | Para equilíbrio de forças | | Para equilíbrio de momento | |
| | Forças normais 3 base de fatia | Forças cisalhadas inclinações de resultantes das forças laterais | Fator de segurança | Ponto de ação do momento de forças laterais | Geral | Faixas individuais | Força vertical | Força horizontal |
| Análise $g = 0$ | - | - | 1 | - | - | - | - | 1 |
| Espirais logarítmicas | - | - | 1 | - | - | - | - | 1 |
| Cullman | 1 | - | 1 | - | - | - | - | 1 |
| Taylor | 1 | - | 1 | 1 | - | - | - | 3 |
| Frolich | 1 (1) | - | 1 | 1 (1) | - | - | - | 3 |
| Bell | 1 (1) | - | 1 | 1 (1) | - | - | - | 3 |
| Fellenius | - | - | 1 | - | - | - | - | 1 |
| Petterson | n | n-1 (2) | 1 | n | n | n | n | 3n |
| Fellenius gráfico rigoroso* | n | n-1 (2) | 1 | n-1 (2) | n | n | n | 3n |
| Kaedschelder | n-1 | - | 1 | n | n | n | n | 3n |
| Bishop modificado | n | n-1 (2) | 1 | n-1 | n | n | n | n+1 |
| Bishop rigoroso | n | n-1 (2) | 1 | n-1 (3) | n | n | n | 3n |
| Nomvilliers* | n | n-1 (2) | 1 | (n-1) (3) | n | n | n | n-1 (3) |
| Spencer | n | 1 (4) | 1 | n-1 | n | n | n | 3n |
| Morgenstern e Price* | n | 1 (4) | 1 | n-1 | n | n | n | 3n |
| Janbu et al. Forças laterais héris. | n | - | 1 | - | n | n | n | 2n |
| Low e Sarafiah | n | - | 1 | - | n | n | n | 2n |
| Corps of Eng. - Suco modificado | n | - | 1 | - | n | n | n | 2n |
| Janbu - fatias generalizado (GFS)* | n | - | 1 | n | n | n | n | 3n |
| Seed e Sultan | 2 | 1 | 1 | - | - | 2 | 2 | 4 |
| Corps of Eng. bloco deslizante | 3 | 2 | 1 | - | - | 3 | 3 | 6 |

QUADRO 3.3. - Equações e incógnitas necessárias ao equilíbrio nos métodos de análise da estabilidade (VIGINTI, 1962).

n - Número de fatias.
 * - Significa que existe mais de uma solução, dependendo das hipóteses empregadas pelo usuário.
 Notas:
 1) - Distribuição das tensões normais é assumida em termos de duas incógnitas constantes.
 2) - Outras hipóteses adicionais laterais são consideradas.
 3) - Estas hipóteses adicionais são especificadas para o caso particular para análise.
 4) - Na forma original desse método as $n-1$ coordenadas da linha do empuro não foram calculadas das $n-1$ equações de equilíbrio restantes.
 5) - Uma única incógnita k é determinada. Esta fator define as inclinações estas das forças laterais para a relação $f(x)$ considerada.

A fim de que essa limitação seja contornada os métodos de análise baseados no princípio do equilíbrio limite estabelecem hipóteses simplificadoras capazes de reduzir o número de incógnitas. Essas hipóteses são:

1) A linha de ação do peso de uma fatia e a da força normal (N) à base dessa fatia, concorrem no ponto médio da base.

2) A análise da estabilidade é feita considerando-se o estado bidimensional de tensões.

3) O fator de segurança ao cisalhamento é definido como sendo a relação entre a resistência total do solo e as tensões cisalhantes necessárias ao equilíbrio.

4) É admitido que a resistência ao cisalhamento do solo seja totalmente mobilizada no instante da ruptura (em caso de ruptura) ao longo da superfície de deslizamento.

3.8.2 - Método de Fellenius

FELLENIOUS (1927) foi o primeiro a considerar a divisão da massa deslizante em fatias verticais. Trabalhando com superfícies circulares de ruptura e adotando a suposição mencionada acima, ele estabeleceu o método de análise conhecido hoje como *Método ordinário das fatias* ou Método de Fellenius.

A hipótese fundamental do método é que a resultante das forças laterais de uma fatia qualquer é considerada nula na direção normal à base da mesma. Essa hipótese, entretanto, faz com que não sejam satisfeitas as condições de equilíbrio para cada fatia (com exceção das superfícies de ruptura planas), tanto de forças como de momento (WRIGHT, 1969). As equações e incógnitas envolvidas no equilíbrio das fatias são apresentadas abaixo.

Equações

1

Momento geral (eq. 3.10)

n

Equilíbrio de forças na direção normal à base de cada fatia (eq. 3.11)

n + 1 equações

Incôgnitas

1

Fator de segurança (eq. 3.12)

n

Forças normais à base de cada fatia
(N)

n + 1 incôgnitas

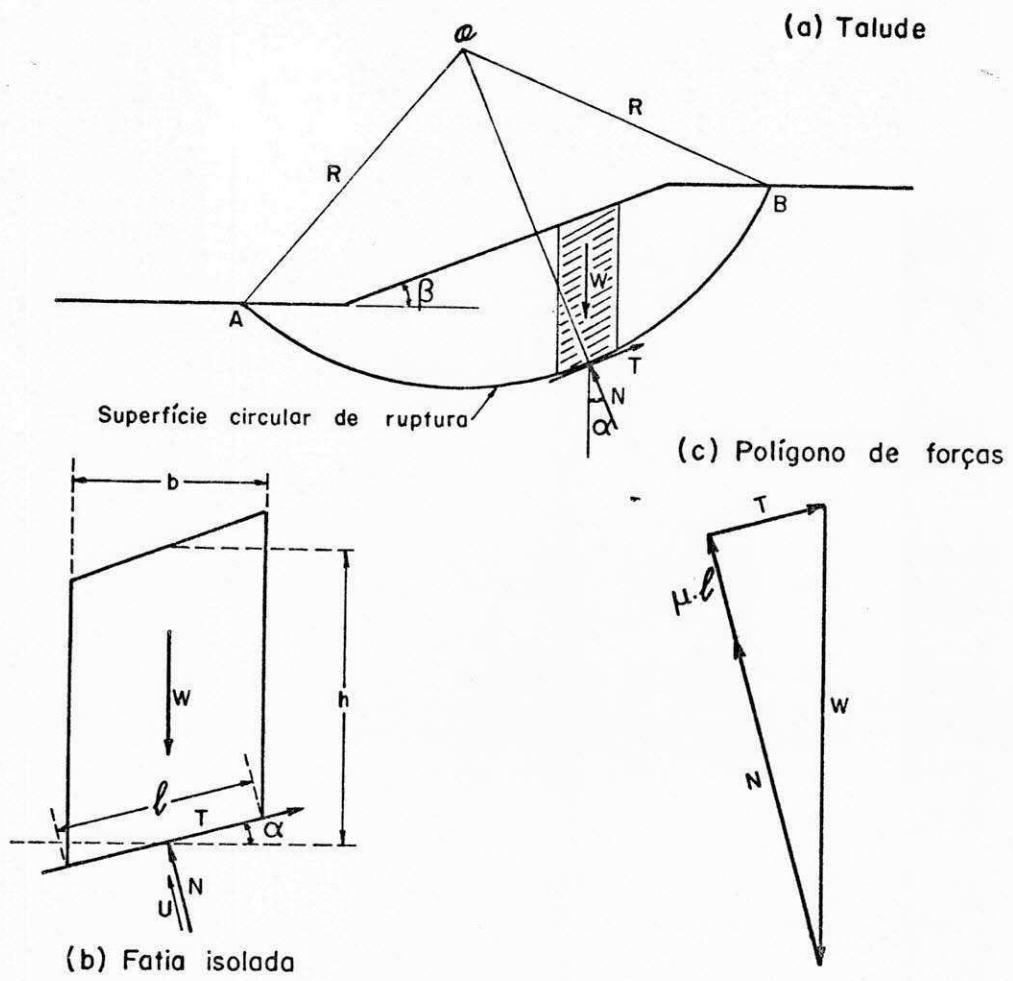


Figura 3.14 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio das fatias no Método de Fellenius.

- b - Largura da fatia.
 h - Altura média da fatia.
 ℓ - Comprimento do arco da base da fatia.
 W - Peso da fatia (se houver sobrecarga no topo da fatia ela deverá ser somada ao peso da fatia).
 N - Força normal à base da fatia.
 U - Pressão neutra na base da fatia.
 T - Força de cisalhamento necessária ao equilíbrio na base da fatia.
 α - Ângulo de inclinação do arco da base da fatia no ponto médio.
 R - Raio do arco AB.

Equações de equilíbrio das fatias

Momento geral:

$$\sum W_i \cdot R \cdot \text{sen } \alpha_i - \sum T_i \cdot R = 0 \quad (3.10).$$

Equilíbrio de forças na direção normal à base de cada fatia:

$$W_i \cdot \cos \alpha_i - (N_i + U_i) = 0 \quad (3.11).$$

Fator de segurança:

$$F = \frac{\sum [c_i \ell_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \ell_i) \text{tg } \phi]}{\sum W_i \text{sen } \alpha_i} \quad (3.12)$$

c_i - Coesão na base das fatias

O equilíbrio geral de momentos e o equilíbrio de forças estabelecido na direção normal à base das fatias individuais são suficientes para a dedução da fórmula do fator de segurança (eqs. 3.10 e 3.11).

Este método, em virtude das simplificações introduzidas visando o estabelecimento do equilíbrio das fatias pode, em certas circunstâncias, fornecer resultados conservativos para o fator de segurança. WHITMAN & BAILEY (1967) verificaram que em taludes com superfície de ruptura profunda e submetidos a pressões neutras elevadas, o fator de segurança calculado pode apresentar uma margem de erro acima dos limites normalmente aceitos. Apesar dessas limitações ele é muito utilizado na prática devido à sua simplicidade de cálculo.

Ele se aplica a qualquer tipo de solo e se presta tanto ao cálculo manual como ao uso de computador eletrônico. É apropriado para casos comuns de análise da estabilidade, os quais não exijam grande precisão e ainda como auxiliar de outros métodos. O valor do fator de segurança calculado por este método geralmente é utilizado como valor inicial para o cálculo deste fator através do método de Bishop.

No caso de aterros de pequena altura, apoiados sobre fundação de baixa resistência (argilas moles) este método é, na maioria das vezes, o mais apropriado à análise da estabilidade desses aterros.

A literatura especializada faz ver que o método em estudo tem sido utilizado na Europa e nos Estados Unidos da América. Como exemplo de seu uso nos EUA pode ser citado o trabalho de WRIGHT (1969). No Brasil ele vem sendo bastante utilizado através de programas automáticos. (Programas para análise em computador). Como exemplo pode ser citado o trabalho de SOARES & MARANHÃO (1977), no qual são comparados entre si fatores de segurança calculados através deste método, do método de Bishop simplificado e dos de Spencer e de Morgenstern-Price.

3.8.3 - Método de Bishop

BISHOP (1955) apresentou um processo para o cálculo do fator de segurança à ruptura de um talude que satisfaz a todas as condições de equilíbrio. Adotando superfície de ruptura circular e admitindo a hipótese da massa deslizando dividida em fatias verticais, BISHOP considera a ação de forças de cisalhamento e de forças normais entre as fatias.

Este método é apresentado em duas versões: forma geral e forma simplificada.

FORMA GERAL

O equilíbrio de uma fatia qualquer é estabelecido considerando as somatórias de forças nas direções vertical e paralela à sua base bem como a equação do momento das forças que atuam nas fatias em torno do centro de rotação da superfície de ruptura. São consideradas também equações de momento das forças laterais em relação aos pontos médios das bases das fatias, para se determinar a posição dos pontos de aplicação dessas forças (linha de empuxo).

Em virtude da distribuição das forças laterais, são utilizadas equações de momento em torno dos pontos médios das bases para $n - 1$ fatias somente. As equações de equilíbrio e as incógnitas a serem determinadas são:

Equações

| | |
|---------|---|
| 1 | Momento global (eq. 3.13) |
| $n - 1$ | Equações de momento para as $n - 1$ fatias (eq. 3.14) |
| n | Equações do equilíbrio de forças verticais (eq. 3.15) |
| n | Equações de equilíbrio de forças na direção paralela à base das fatias (eq. 3.16) |

3 n equações

Incógnitas

| | |
|-------|--|
| 1 | Fator de segurança (eq. 3.17) |
| n | Forças normais à base de cada fatia (N) |
| n - 1 | Inclinações das forças E |
| n - 1 | Forças de cisalhamento nas laterais das fatias (X) |
| n - 1 | Localizações das forças de empuxo lateral (y) |

4n - 2 incógnitas

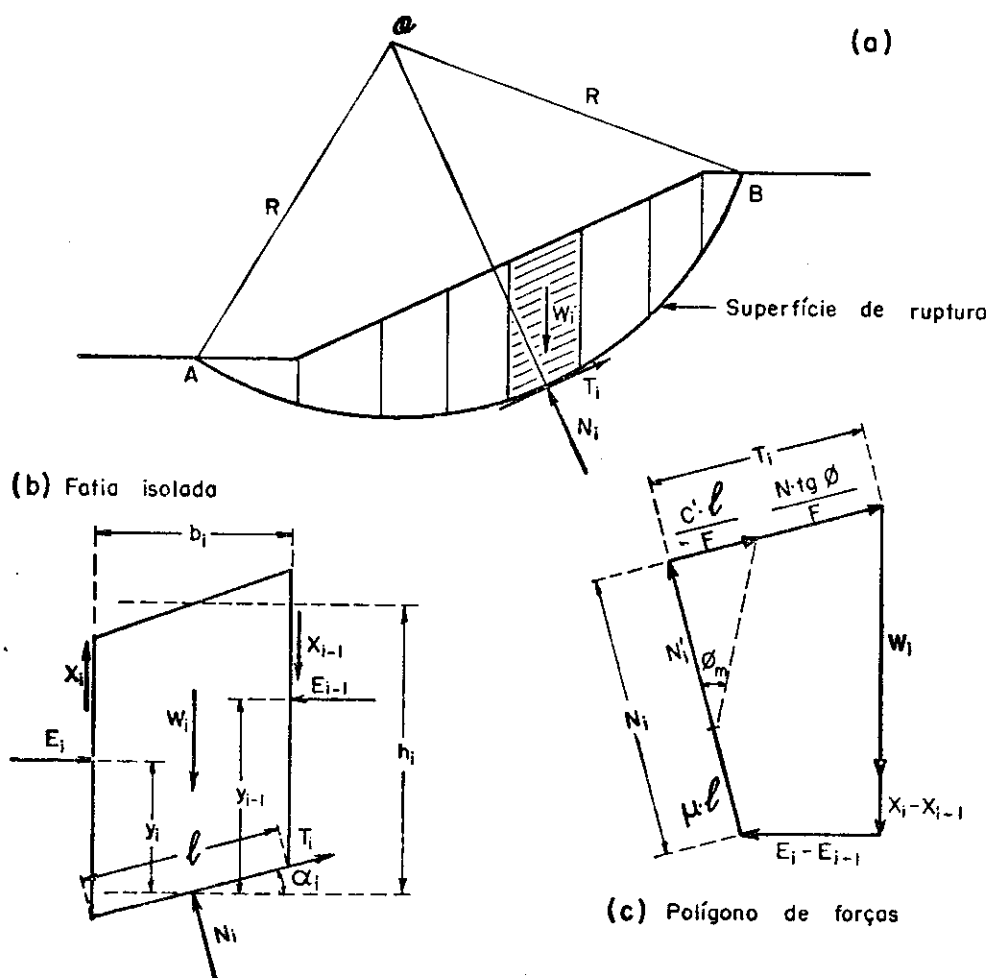


Figura 3.15 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio das fatias no método de BISHOP (forma geral).

Equações de equilíbrio

Momento geral:

$$\sum W_i \cdot R \cdot \sin \alpha_i - \sum T_i \cdot R = 0 \quad (3.13)$$

Momento em relação ao centro da base de uma fatia:

$$(X_i - X_{i-1}) \frac{b_i}{2} + E_i \cdot Y_i - E_{i-1} \cdot Y_{i-1} = 0 \quad (3.14)$$

Equilíbrio de forças na direção vertical:

$$W_i - N_i \cos \alpha_i - U_i \cos \alpha_i + (X_i - X_{i-1}) - T_i \sin \alpha_i = 0 \quad (3.15)$$

Equilíbrio de forças na direção paralela à base:

$$(W_i + X_i - X_{i-1}) \operatorname{tg} \alpha_i + E_i - E_{i-1} - T_i \sec \alpha_i = 0 \quad (3.16)$$

Fator de segurança:

$$F = \frac{\sum \left\{ c_i \cdot b_i + \left[W_i - (X_i - X_{i-1}) - u_i b_i \right] \operatorname{tg} \phi \right\} \frac{1}{m\alpha}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (3.17)$$

 c_i - Coesão na base das fatias

$$\frac{1}{m\alpha} = \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi}{F}}$$

Na prática, o primeiro valor do fator de segurança a se determinar é o que satisfaz a equação 3.17, admitindo valores das forças cisalhantes que satisfaçam à equação $X_i - X_{i-1} = 0$. Os valores mais precisos do fator de segurança são calculados após ajustamento dos valores das forças cisalhantes entre fatias, de maneira a satisfazer a equação 3.16.

BISHOP verificou que os inúmeros conjuntos de valores que satisfazem à equação 3.16 levam a pequenas variações do valor do fator de segurança final. O valor mais preciso desse fator corresponde a uma razoável linha de empuxo, determinada pela equação 3.14.

FORMA SIMPLIFICADA

A análise da estabilidade pela forma geral é muito laboriosa e como tal o uso do método só se justificaria em casos especiais. Foi verificado entretanto que ignorando-se as forças de cisalhamento (X) nas laterais das fatias, poderiam ser obtidos valores para o fator de segurança muito próximos daqueles calculados pela forma geral, sem um grande volume de cálculos. Daí surgiu essa forma denominada de método de Bishop simplificado.

A hipótese fundamental é: não existem forças de cisalhamento entre as fatias.

De acordo com as equações de equilíbrio apresentadas para esta forma do método, o sistema resultante fica reduzido às seguintes equações e incógnitas:

| Equações | |
|----------|--|
| 1 | Equação do momento geral (eq. 3.18) |
| n | Equação do equilíbrio de forças verticais (eq. 3.19) |
| <hr/> | |
| n + 1 | equações |

Incôgnitas

1

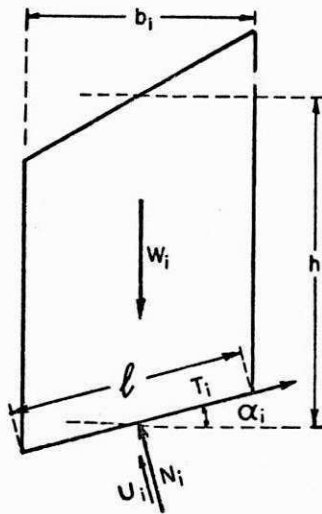
Fator de segurança (eq. 3.20)

n

Forças normais (N) à base de
cada fatia

 $n + 1$ incôgnitas

(a) Forças atuantes em uma fatia



(b) Polígono de forças

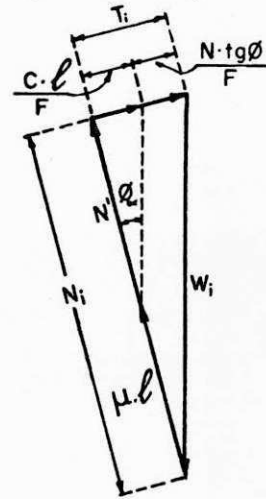


Figura 3.16 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio das fatias no método de Bishop (forma simplificada).

Equações do equilíbrio das fatias

Equilíbrio de momento geral:

$$\Sigma W_i \text{sen } \alpha_i - \Sigma T_i = 0 \quad (3.18)$$

Equilíbrio de forças verticais:

$$W_i - T_i \text{sen } \alpha_i + N_i \text{cos } \alpha_i + U_i \text{cos } \alpha_i = 0 \quad (3.19)$$

Expressão do fator de segurança:

$$F = \frac{\Sigma [c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg } \phi]}{\Sigma W_i \text{sen } \alpha_i} \frac{1}{m\alpha} \quad (3.20)$$

c_i - Coesão na base das fatias

$$\frac{1}{m\alpha} = \frac{\text{sec } \alpha_i}{1 + \text{tg } \alpha_i \cdot \text{tg } \phi}$$

No desenvolvimento das equações que levam ao cálculo da expressão do fator de segurança nos processos de Fellenius e de Bishop, observa-se que o tratamento dado às forças normais às bases das fatias (N) difere de um para o outro processo. No método de Bishop a forma final dessa expressão contém o fator de segurança, o que vai implicar o aparecimento desse fator no segundo membro da expressão deduzida para o cálculo do fator de segurança de um talude. A consequência mais notável disto é que o método de Bishop é iterativo enquanto que o de Fellenius dispensa iterações.

Essa forma simplificada é indicada para casos comuns de análise da estabilidade com superfície de ruptura circular, onde se desejam resultados mais precisos do que aqueles fornecidos pelo método de Fellenius. É muito utilizada, como método padrão, isto é, para confronto de resultados dos fatores de segurança obtidos com o emprego de métodos mais sofisticados. Pode ser aplicada para qualquer tipo de solo. Como exemplos de seu uso podem ser citados os trabalhos de WRIGHT (1969) e o de SPENCER (1967). No Brasil, dentre outros, encontram-se os trabalhos de PAULO CRUZ (1967), o de MORAES JÚNIOR (1975), o de PAULO ROGÉRIO (1977) e o de SOARES & MARANHÃO (1977).

3.8.4 - Método de Spencer

SPENCER (1967) analisando o método de Bishop simplificado teve sua atenção despertada para o fato de que esse método embora não considerando todas as condições de equilíbrio das fatias, fornece em muitos casos, resultados para o fator de segurança quase tão precisos quanto os métodos mais sofisticados. Com base nesses estudos sobre o método de Bishop, Spencer veio a introduzir um processo de análise que satisfaz a todas as condições de equilíbrio.

A hipótese fundamental é que as forças nas laterais das fatias são paralelas entre si (SPENCER, 1967).

Em consequência dessa hipótese considera-se para cada fatia uma resultante Q dessas forças, a qual atua no centro da base da fatia e forma com a horizontal um ângulo de inclinação constante (θ). A expressão para o cálculo dessa resultante em cada fatia foi obtida por Spencer, mediante o estabelecimento do equi

líbrio das forças atuantes sobre cada uma delas, nas direções normal e paralela à base.

O sistema de equações para o equilíbrio das fatias é:

Equações:

- | | |
|---|--|
| n | Equilíbrio de forças na direção normal à base (eq. 3.21) |
| n | Equilíbrio de forças na direção paralela à base (eq. 3.22) |
| n | Momentos para as fatias (eq. 3.26) |

3n equações

Incógnitas:

- | | |
|-----|---|
| 1 | Fator de segurança |
| 1 | Ângulo de inclinação (θ) da resultante Q |
| n | Força normal (N) à base de cada fatia |
| n-1 | Valores das resultantes Q (eq. 3.24) |
| n-1 | Locações das forças de empuxo nas laterais das fatias |

3 n incógnitas

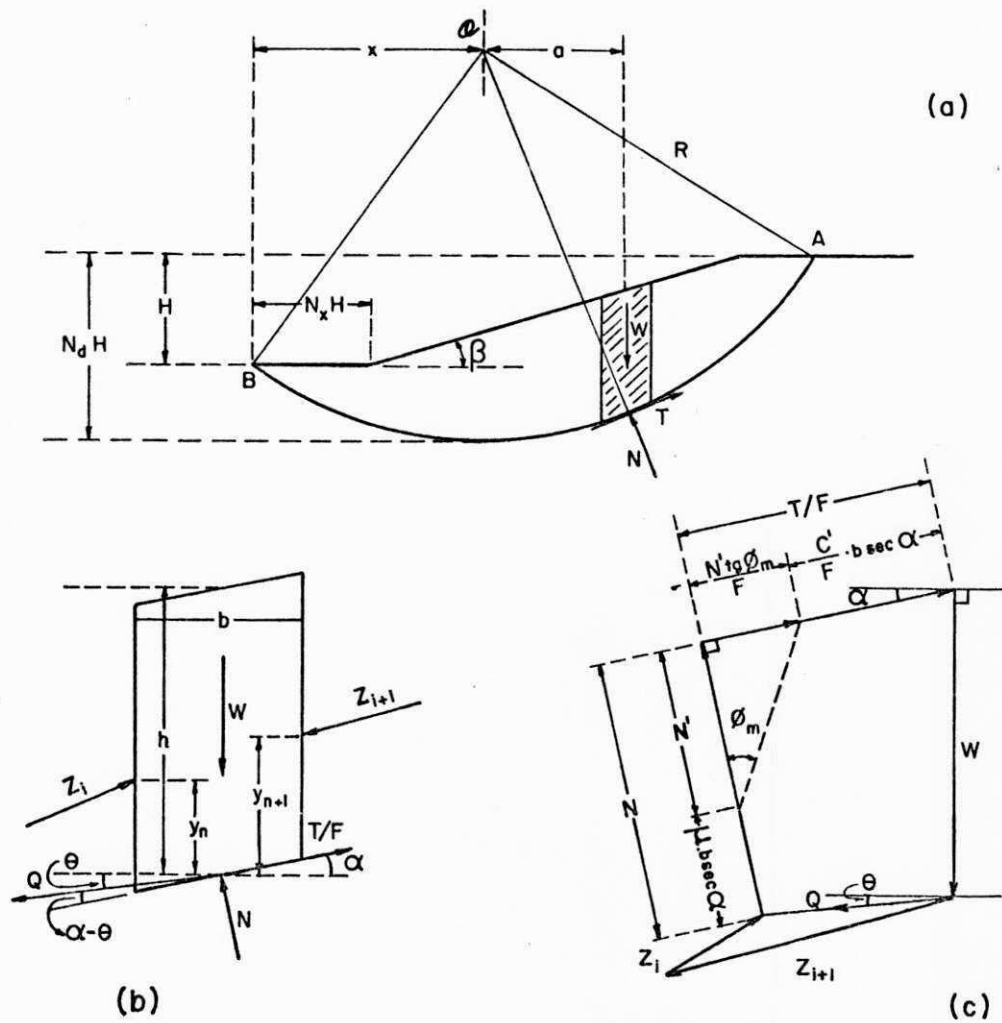


Figura 3.17 - Forças consideradas para o equilíbrio de uma fatia, no método de Spencer.

- Q - resultante das forças laterais (Z)
- θ - ângulo de inclinação da resultante Q
- $(\alpha - \theta)$ - ângulo que a resultante Q faz com a tangente geométrica ao ponto médio da base da fatia

Equações consideradas

Equilíbrio de forças na direção normal à base da fatia:

$$W_i \cos \alpha_i - Q_i \sin (\alpha_i - \theta) - N_i = 0 \quad (3.21)$$

Equilíbrio de forças na direção paralela à base da fatia:

$$W_i \sin \alpha_i + Q_i \cos (\alpha_i - \theta) - T_i = 0 \quad (3.22)$$

Valor da força cisalhante na base da fatia:

$$T_i = \frac{1}{F} (c_i b_i \sec \alpha_i + N_i \operatorname{tg} \phi) \quad (3.23)$$

A partir destas equações chega-se à expressão que dá o valor de Q :

$$Q_i = \frac{\frac{c_i b_i}{F} \sec \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} (W_i \cos \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i) - W_i \sin \alpha_i}{\cos (\alpha_i - \theta) \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \operatorname{tg} (\alpha_i - \theta) \right]} \quad (3.24)$$

Equilíbrio das forças Q numa direção qualquer, para o caso de superfície de ruptura circular ($r = \text{constante}$).

$$\Sigma Q_i = 0 \quad (3.25)$$

Equilíbrio de momento das forças Q em torno do centro de rotação da massa deslizante, para o caso de superfície de ruptura circular ($r = \text{constante}$):

$$\Sigma \left[Q_i \cos (\alpha_i - \theta) \right] = 0 \quad (3.26)$$

Para a determinação do fator de segurança de um talude através deste método, Spencer usa um processo que consiste em calcular separadamente esse fator através das equações de equilíbrio das forças Q numa direção qualquer (eq. 3.35) e do momento dessas forças em torno do centro de rotação (o) da massa deslizando (eq. 3.26). Este processo possibilita a obtenção de um fator de segurança que atende ao equilíbrio de forças (F_f) e de outro que atende ao equilíbrio de momentos (F_m). O valor do fator de segurança do talude é aquele que corresponde ao valor de θ o qual satisfaz simultaneamente às duas condições de equilíbrio.

Calculado o fator de segurança pode ser determinada a linha de empuxo lateral das fatias. Para isso calcula-se a resultante Q para cada fatia introduzindo o valor de F e de θ na equação 3.24. Em seguida, estabelecendo-se o equilíbrio das fatias em função das forças Z e Q obtêm-se os valores das forças laterais (Z). Considerando-se os momentos dessas forças em relação ao ponto médio da base das fatias serão conhecidos seus pontos de aplicação nas laterais destas. Esses pontos definem a posição da linha de empuxo.

Determinação do fator de segurança (F)

- 1) Arbitra-se um valor de θ .
- 2) Calcula-se F_f , valor do fator de segurança que satisfaz à equação 3.25.
- 3) Calcula-se F_m , valor do fator de segurança que satisfaz à equação 3.26.
- 4) Arbitram-se novos valores de θ e calculam-se os F_f e F_m correspondentes a cada um deles, até que se tenha $F_f = F_m$, relativos a um valor θ_i . Ter-se-á então:
 $F_i = F_{fi} = F_{mi}$ que é o valor de F procurado.

Determinação dos pontos de aplicação das forças laterais das fatias (ordenadas da linha de empuxo)

- 1) Determina-se o valor de Q para cada fatia, em função de F e de θ (obtidos no item 4 do cálculo do fator de segu

rança) através da equação 3.24.

- 2) Determinam-se os valores das forças laterais, considerando-se o equilíbrio de cada fatia relativamente a essas forças e à sua resultante Q .
- 3) As ordenadas da linha de empuxo são determinadas considerando-se em cada fatia o momento das forças laterais de empuxo em torno do ponto médio da base da respectiva fatia.

A figura 3.18 mostra, através de gráfico, um exemplo dado por Spencer.

Nesse gráfico o valor do fator de segurança obtido através da equação de momento, para $\theta = 0$, (F_{m0}) corresponde ao valor desse fator obtido pelo método de Bishop simplificado.

Observando-se esse gráfico, pode ser notado que os valores dos F_m variam pouco em relação a θ enquanto que essa variação é acentuada para os F_f . Isto mostra que a equação de momento é pouco sensível às variações de θ , pelo menos para valores de θ inferiores ao do ângulo de inclinação do talude (SPENCER, 1967). Como decorrência disso, pode ser inferido que os métodos de estabilidade nos quais a determinação do fator de segurança fundamenta-se em equações de equilíbrio de momento fornecem resultados mais precisos do que aqueles nos quais o cálculo desse fator é baseado no equilíbrio de forças.

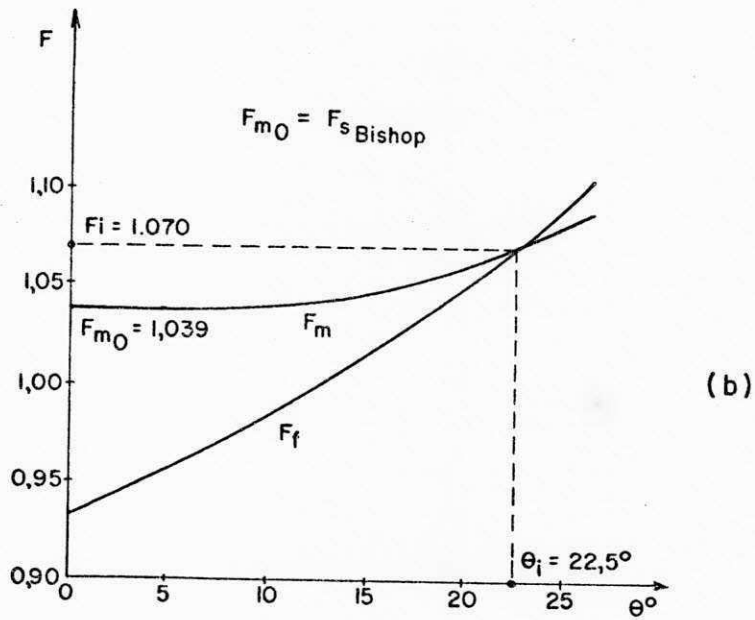
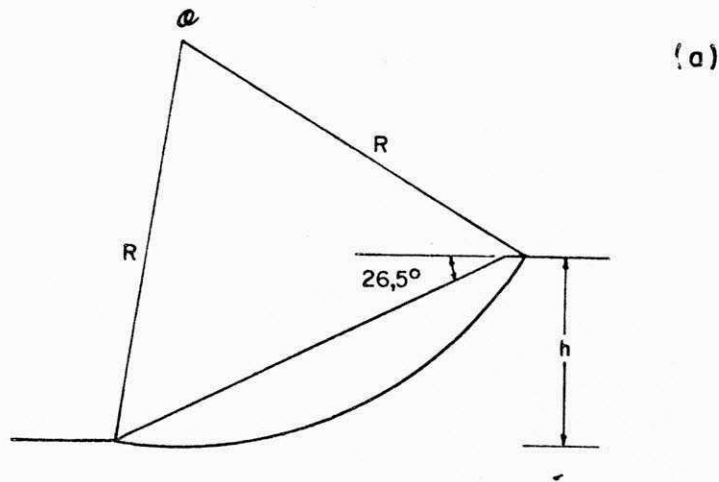


Figura 3.18 - Variação de F_m e F_f em relação a θ , segundo Spencer (1967).

Este método fornece valores para o fator de segurança de um talude próximos àqueles calculados pelo método de Bishop simplificado (MORAES JÚNIOR, 1975). Em virtude disso ele é pouco usado na prática para as superfícies de ruptura circulares, uma vez que aquele método oferece maior simplicidade de cálculo. SOARES & MARANHÃO (1977) encontraram resultados muito próximos para fatores de segurança calculados por esse método e pelo de BISHOP simplificado e resultados praticamente idênticos quando ele foi comparado com o método de Morgenstern e Price.

Pode ser aplicado a qualquer tipo de solo. É indicado principalmente para taludes não homogêneos com superfície de ruptura não circular, caso em que o método de Bishop simplificado estaria excluído. Apresenta entretanto a desvantagem de ser muito laborioso, seu uso sendo viável somente através de computador. Algumas vezes a linha de empuxo lateral das fatias apresenta-se defasada da posição que seria a ideal para as condições do problema e esse fato deixa dúvidas quanto à validade da hipótese fundamental do método.

3.8.5 - Método de Morgenstern e Price

Morgenstern e Price estudaram os métodos existentes para a análise da estabilidade de taludes e concluíram que esses métodos utilizavam de maneira indiscriminada superfícies de ruptura com a forma circular, embora as observações sobre deslizamentos indicassem que a superfície não circular fosse mais freqüente (MORGENSTERN & PRICE, 1965).

Por outro lado, esses autores verificaram que os métodos de análise da estabilidade fundamentados no princípio do equilíbrio limite e no processo das fatias verticais, até então existentes, não satisfaziam a todas as condições do equilíbrio, principalmente com relação ao equilíbrio de momento.

Com base nas conclusões extraídas do seu estudo, esses autores instituíram um processo de análise da estabilidade que consideram capaz de suprir as deficiências por eles mencionadas.

A hipótese fundamental deste método é que existe uma relação entre as forças atuantes nas laterais das fatias, em termos de uma função e de um coeficiente de proporcionalidade.

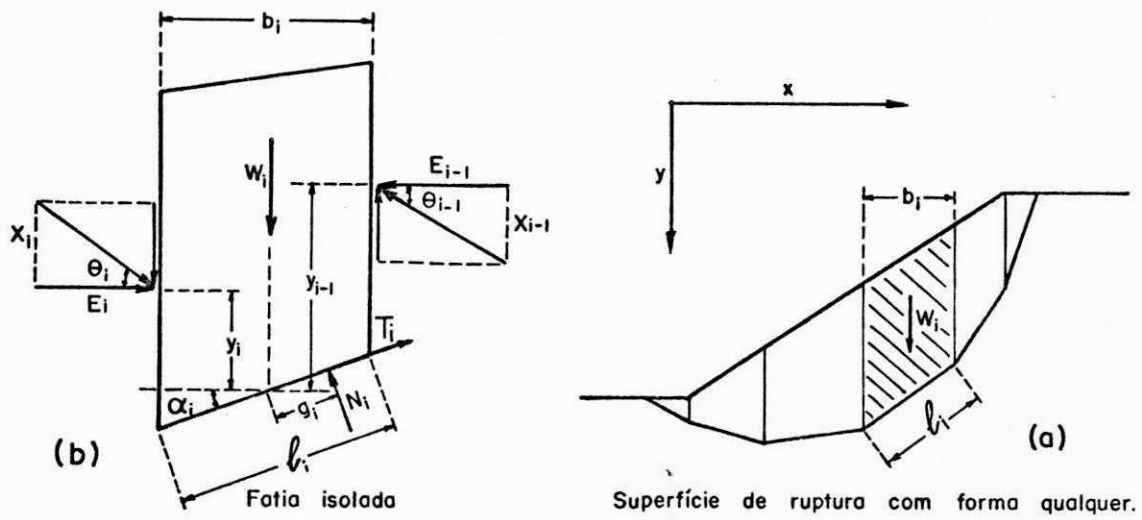


Figura 3.19 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de uma fatia, no método de Morgenstern e Price.

Equações de equilíbrio

Equação do equilíbrio de momento para cada fatia, em torno do ponto médio da base:

$$- (X_i + X_{i-1}) \frac{b_i}{2} + E_i \cdot Y_i - E_{i-1} \cdot Y_{i-1} + N_i g_i = 0 \quad (3.27)$$

Equação do equilíbrio de forças para cada fatia, na direção normal à base:

$$W_i \cdot \cos \alpha_i + (X_i - X_{i-1}) \cos \alpha_i + (E_i - E_{i-1}) \sin \alpha_i - N_i = 0 \quad (3.28)$$

Equação do equilíbrio de forças para cada fatia, na direção paralela à base:

$$W_i \cdot \sin \alpha_i + (X_i - X_{i-1}) \sin \alpha_i + (E_i - E_{i-1}) \cos \alpha_i - T_i = 0 \quad (3.29)$$

Fator de segurança:

$$T = \frac{1}{F} (c_i \cdot l_i + N_i \cdot \operatorname{tg} \phi) \quad (3.30)$$

Hipótese fundamental:

$$X = \lambda f(x) E \quad (3.31)$$

$f(x)$ - Função arbitrada.

λ - Constante de proporcionalidade.

As equações utilizadas e as incôgnitas envolvidas no equilíbrio das fatias são dadas a seguir:

Equações

| | |
|---|--|
| n | Equações de momento para as fatias (eq. 3.27). |
| n | Equações do equilíbrio de forças na direção normal à base de cada fatia (eq. 3.28). |
| n | Equação do equilíbrio de forças na direção paralela à base de cada fatia (eq. 3.29). |
| n | Equação de Mohr-Coulomb (eq. 3.30). |

4n equações

Incôgnitas

| | |
|-----|---|
| 1 | Fator de segurança (eq. 3.30). |
| n-1 | Forças de cisalhamento nas laterais das fatias (X). |
| n-1 | Forças E nas laterais das fatias. |
| n | Forças normais às bases das fatias (N). |
| n | Forças cisalhantes nas bases das fatias (T). |
| n | Excentricidades das forças N em relação aos pontos médios das bases das fatias (g). |
| n-1 | Ordenadas das forças de empuxo (y) |

6n-2 incôgnitas

A fim de tornar o problema estaticamente determinado Morgenstern e Price utilizam a relação 3.31, da hipótese fundamental, através da qual as forças laterais de cisalhamento (X) são substituídas pela constante λ . Supondo ainda que $f(x)$ varie linearmente entre os valores arbitrados os valores de g podem ser conhecidos. Com isso a indeterminação do problema será levantada, donde restarão as seguintes incôgnitas:

| | |
|-----|---|
| 1 | Fator de segurança. |
| 1 | Constante de proporcionalidade (λ). |
| n-1 | Forças laterais E. |
| n | Forças normais às bases das fatias (N). |
| n | Forças cisalhantes nas bases das fatias (T). |
| n-1 | Ordenadas das forças de empuxo laterais (y). |

4n incógnitas

Comparações realizadas com outros métodos, através de análises em computador, mostraram que podem ocorrer diferenças de até 8% no valor do fator de segurança calculado por este método (MORGENSTERN & PRICE, 1965). Entretanto, WRIGHT (1969) em trabalho comparativo entre este método e o de Spencer registrou uma diferença de cerca de 1% apenas para os fatores de segurança mínimos. SOARES & MARANHÃO (1977), em dois exemplos comparativos entre alguns métodos, registraram diferenças de 0,56% e 0,06% para fatores de segurança mínimos calculados através dos métodos de Morgenstern e Price e o de Spencer.

Este método se aplica a qualquer tipo de solo. É indicado principalmente para taludes heterogêneos onde haja uma superfície de ruptura não circular, supostamente delineada. Entretanto seu uso só é exequível através de computador. A análise é demorada em virtude do grande número de iterações necessárias à pesquisa de valores racionais para a função $f(x)$, para cada superfície de ruptura analisada. De acordo com WRIGHT (1969) o tempo consumido para cada iteração neste método é cerca de cinco vezes maior do que no método de Spencer.

O método enfocado, pelos exemplos encontrados na literatura específica, goza de aceitação razoável. Exemplos de seu uso são encontrados, dentre outros, nos trabalhos de SCHIFFMAN (1972), de WRIGHT (1969) e no de SOARES & MARANHÃO (1977).

3.8.6 - Influência do número de fatias no valor do fator de segurança

O número de fatias em que é dividida a massa deslizando afeta o valor do coeficiente de segurança.

SPENCER (1967) para estudar esse fenômeno realizou experiências que consistiram em tomar dois taludes, um com ruptura de pé e outro com ruptura profunda e dividi-los em diferentes números de fatias verticais. Em ambos os casos ele constatou que o valor do coeficiente de segurança aumentava em proporção direta com o número de fatias, enquanto o número destas fosse inferior a 32. A partir desse número o valor do fator de segurança torna-se praticamente estável. Os resultados obtidos com o segundo talude podem ser vistos no Quadro 3.4.

| | | | | | |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Número de fatias | 8 | 16 | 32 | 64 | 128 |
| Fator de segurança | 1,233 | 1,245 | 1,249 | 1,251 | 1,251 |
| Porcentagem de erro | 1,26 | 0,48 | 0,16 | 0 | 0 |

QUADRO 3.4. - Influência do número de fatias no valor do fator de segurança, segundo SPENCER (1967).

MORAES JÚNIOR (1975), citando outros autores, mostra como deve ser calculada a largura ideal das fatias. Em um talude de altura H , o arco l da base de uma fatia de largura b quando retificado dará: $l = b/\cos \alpha$.

Deve ser procurada a relação $\frac{b}{H \cdot \cos \alpha} \leq 0,1$.

Como as bases da maioria das fatias têm uma inclinação $\alpha < 60^\circ$ a relação acima dá um valor médio: $b = \frac{H}{20}$ que é o valor máximo a ser adotado.

WRIGHT (1969) também desenvolveu estudos acerca do número de fatias a ser recomendado. Ele relacionou o comprimento l das bases das fatias à altura H do talude. Considerando em se-

guida as inclinações dessas bases e o parâmetro $\lambda_{c\phi}$, realizou com parações entre os resultados obtidos com fatias tendo $\ell = 0,1$. H e aqueles obtidos utilizando número infinito de fatias e verificou que as diferenças entre os coeficientes de segurança eram menores do que 0.05%.

WRIGHT recomenda que seja adotado um número de fatias entre 20 e 50.

CAPÍTULO IV

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE ATERROS

4.1 - Introdução

Apresentar-se-ã neste capítulo o dimensionamento de dois aterros sobre depósitos de argila mole. O dimensionamento foi feito utilizando-se os ábacos de JAKOBSON (1948) a determinação do fator de segurança mínimo foi efetuada através de programas automáticos (No caso o programa BISPO, NCE-UFRJ). Foi calculado também manualmente o fator de segurança correspondente à superfície crítica de ruptura prevista pela teoria de Jakobson. Esses dois exemplos têm como objetivo, além de mostrar como é feito o dimensionamento de aterros nestas condições, comparar as teorias de Jakobson, de Fellenius e de Bishop.

A análise da estabilidade de aterros sobre solos moles geralmente é feita em termos de pressões totais, visando atender às condições mais desfavoráveis ao final da sua construção. Nessas circunstâncias se considera a resistência ao cisalhamento

não drenada do solo de fundação e para o solo do corpo do aterro os valores da resistência ao cisalhamento obtida de ensaios "rápidos" (ensaios em corpos de prova não adensados e cisalhados sem que haja dissipação das poro-pressões durante o ensaio).

Algumas vezes, em função da espessura do depósito mole e da altura do aterro, é prudente desprezar a contribuição da resistência ao cisalhamento do aterro na análise da estabilidade, ou seja, a análise da estabilidade é feita considerando que a resistência ao cisalhamento do aterro é nula e este funciona apenas como um carregamento. Esta consideração é feita devido à possibilidade de trincamento vertical do aterro, principalmente quando se esperam recalques elevados do mesmo. Ela já era admitida desde os trabalhos de Jakobson.

A resistência ao cisalhamento não drenada de depósitos de argila mole geralmente varia com a profundidade. Dependendo do vulto da obra (fatores técnicos e econômicos envolvidos) as investigações geológicas e geotécnicas serão realizadas com maior ou menor rigor, de acordo com o nível de precisão dos cálculos que se pretende atingir.

Este capítulo não pretende abordar toda a matéria correspondente ao tema *análise da estabilidade de aterros*, tanto com respeito à filosofia em que se fundamenta o problema como no que se refere às diversas soluções existentes para a sua estabilização. Para um estudo mais completo do assunto podem ser consultados os trabalhos de JAKOBSON (1948), LADD & FOOTT, (1974); PILOT (1976), como as principais referências internacionais. Os trabalhos nacionais mais conhecidos neste campo são os de VELLOSO, D.A. (1957); SOUTO SILVEIRA (USP) e FERREIRA, R.S. (1977).

4.2 - EXEMPLO 1

Aterro sobre um depósito de argila mole com 5,0 m de espessura.

Considere-se o problema da construção de um aterro com altura igual a 5,50 m, sobre um depósito de argila mole com resistência não drenada igual a $1,5 \text{ tf/m}^2$ e tendo 5,0 m de espessura (Fig. 4.1).

Foi feito inicialmente o dimensionamento desse aterro pelo método de Jakobson, com fator de segurança igual a 1,2. Esse

dimensionamento está representado na figura citada, conforme cálculos do apêndice I. Nessa figura consta também a posição da superfície potencial crítica prevista pelo método e a situação de cálculo admitida (aterro e bermas funcionando apenas como carregamento).

A determinação manual do fator de segurança pelos métodos de Fellenius e de Bishop simplificado, correspondente à superfície crítica prevista pelo método de Jakobson e dividindo-se a massa deslizante em 15 fatias verticais, é apresentada também no apêndice I (Quadros I.1 e I.2).

Observa-se nos quadros citados (I.1 e I.2) que foram determinados dois valores do fator de segurança correspondentes a essa situação. O primeiro valor, admitindo-se que a superfície de ruptura circular se desenvolve também no aterro e o outro considerando que essa superfície se inicie na base do aterro. (A segunda condição coincide com a hipótese de Jakobson). Os valores dos fatores de segurança, desprezando-se a contribuição da resistência do aterro, foram para a primeira condição: $F_{Fel.} = 0.786$ e $F_{Bish.} = 0.786$. Para a segunda condição: $F_{Fel.} = 1.203$ e $F_{Bish.} = 1.202$.

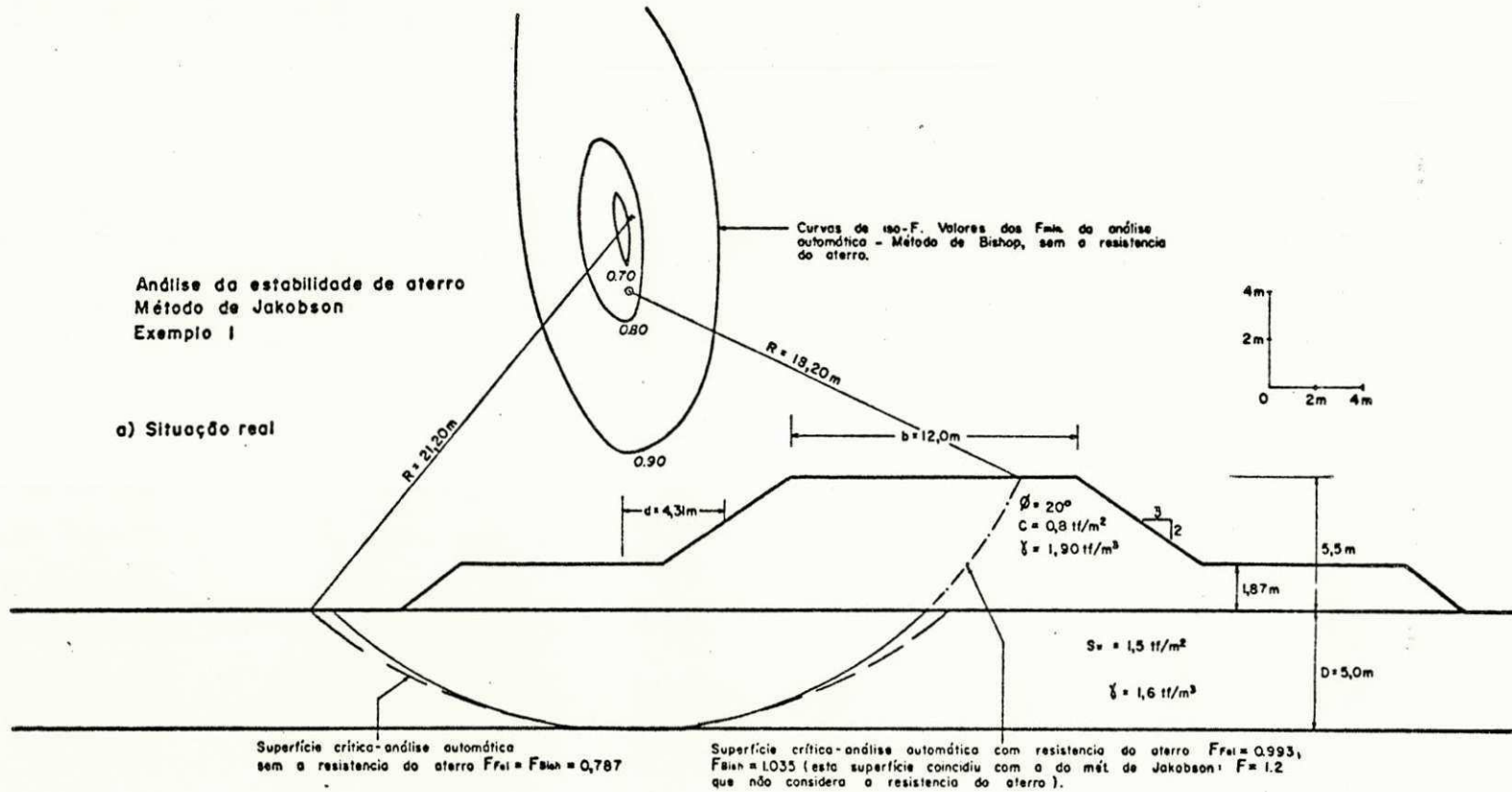
Verifica-se uma perfeita concordância entre os valores calculados para a segunda condição com aquele adotado no método de Jakobson para o dimensionamento do aterro.

Os resultados da análise automática pelos métodos de Fellenius e de Bishop simplificado, desprezando a resistência do aterro, são apresentados na Figura 4.1 e no Quadro 4.1. Os valores dos fatores de segurança mínimos calculados foram: $F_{Fel.} = 0.787$ e $F_{Bish.} = 0.787$. A Figura 4.1 mostra que as superfícies críticas previstas pelos dois métodos coincidiram mas não correspondem à superfície crítica do método de Jakobson. O valor do fator de segurança para a superfície do método de Jakobson, calculado nesta análise automática foi 0.797, bastante próximo daquele calculado manualmente, correspondente à primeira condição (ver Quadro 4.1).

Na Figura 4.1 estão representadas algumas curvas de igual fator de segurança correspondentes a valores mínimos desse fator, calculados pelo método de Bishop simplificado, desprezando a resistência do aterro.

Análise da estabilidade de aterro
Método de Jakobson
Exemplo I

a) Situação real



b) Situação de cálculo

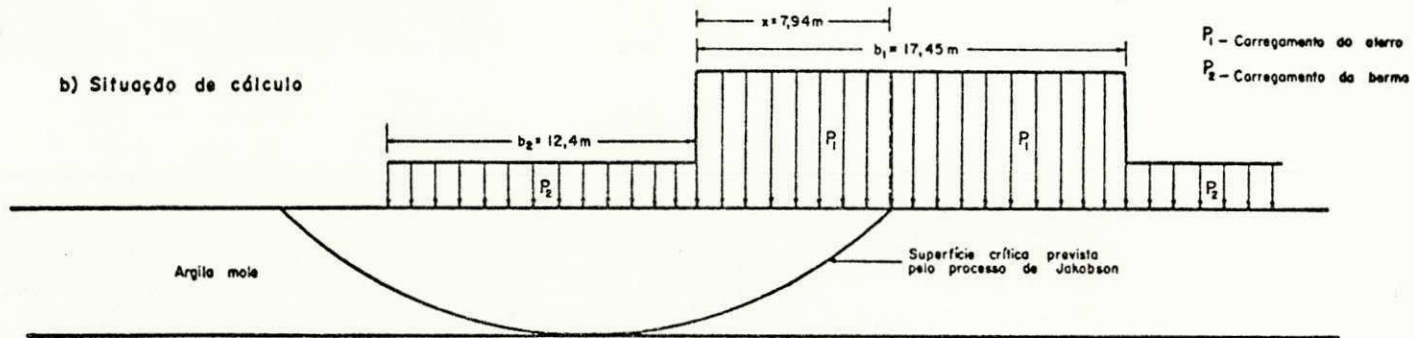


Fig. 4.1

4.3 - Exemplo 2

Este exemplo difere do anterior somente no tocante à espessura do depósito de argila mole. Neste caso a espessura dessa camada menos resistente é de 10,0 m.

A Figura 4.2 mostra o dimensionamento efetuado segundo o método de Jakobson, conforme detalhado no apêndice II, para o mesmo valor do fator de segurança de 1,2. Nessa figura constam também todos os dados necessários a tal dimensionamento, bem como os necessários à análise efetuada pelos métodos de Fellenius e de Bishop.

Nos Quadros II.1 e II.2 do apêndice II constam os valores determinados seguindo o mesmo procedimento do exemplo anterior e o Quadro 4.1 resume os resultados apresentados.

Em termos gerais as conclusões da análise deste exemplo são bem semelhantes às do exemplo anterior, como se depreende do Quadro 4.1.

A análise automática da estabilidade, desprezando a resistência do aterro (representada na Figura 4.2) mostra que as superfícies críticas de ruptura previstas pelos métodos de Bishop simplificado e de Jakobson não coincidiram e são bastante distintos os valores dos fatores de segurança calculados por estes dois métodos.

Para a Figura 4.2 que apresenta a análise da estabilidade deste exemplo pelo método de Bishop simplificado, considerando a resistência do aterro podem ser feitas as mesmas observações referentes à Figura 4.1 do exemplo anterior, com relação às curvas de igual fator de segurança (curvas de iso-F).

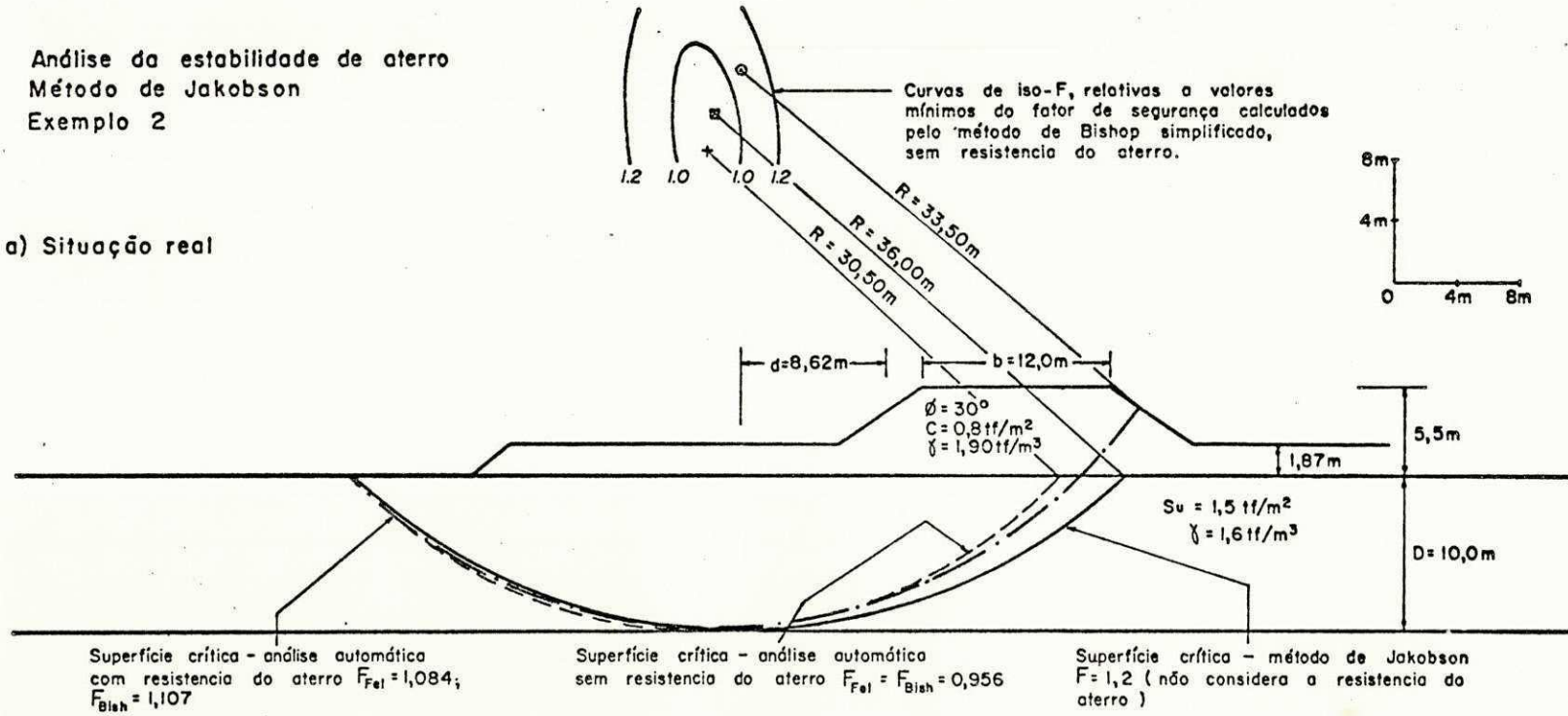
A contribuição da resistência ao cisalhamento do aterro para o estudo da estabilidade obviamente depende da porcentagem da superfície de ruptura que se desenvolve ao longo do aterro. Para o exemplo 1 essa porcentagem foi de 20% e para o exemplo 2 foi 9%.

No Apêndice III pode ser vista uma parte da saída dos programas automáticos.

Ver Apêndice IV sobre o método de JAKOBSON.

Análise da estabilidade de aterro
Método de Jakobson
Exemplo 2

a) Situação real



b) Situação de cálculo

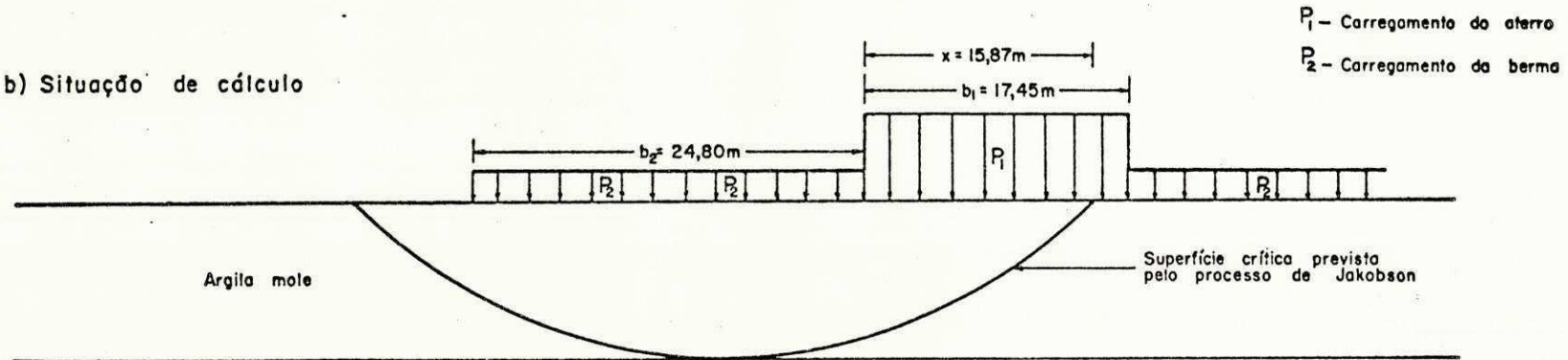


Fig. 4.2

| Superfície crítica prevista pelo método de Jakobson | | | Superfície crítica determinada pela análise automática - Métodos de Fellenius e de Bishop simplificado | | | |
|---|-----------|-----------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|-------|
| Método | | Sem a resistência do aterro | Com a resistência do aterro | Sem a resistência do aterro | Com a resistência do aterro | |
| Exemplo 1 | Jakobson | | 1,2 | - | - | |
| | Fellenius | Manual - 15 fatias | 0,786 ou 1,203* | 0,996 | - | |
| | | Automático | 0,797 | 0,993 | 0,787 | 0,993 |
| | Bishop | Manual | 0,786 ou 1,202* | 1,04 | - | - |
| | | Automático | 0,797 | 1,035 | 0,787 | 1,035 |
| Exemplo 2 | Jakobson | | 1,2 | - | - | |
| | Fellenius | Manual - 15 fatias | 1,058 ou 1,365* | 1,201 | - | - |
| | | Automático | 1,072 | 1,143 | 0,956 | 1,084 |
| | | Manual | 1,067 ou 1,377* | 1,273 | - | - |
| | | Automático | 1,072 | 1,153 | 0,956 | 1,107 |

QUADRO 4.1 - Análise da estabilidade dos aterros dos exemplos 1 e 2. Valores dos fatores de segurança mínimos.

* Admitindo a hipótese de Jakobson (a superfície crítica de ruptura não penetra no aterro).

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprigio Veloso, 882 - Tel (083) 321-7222-R 355
58.100 - Campina Grande - Paraíba

CAPÍTULO V

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE CORTES

5.1 - Introdução

Como foi dito no Capítulo IV sobre a análise da estabilidade de aterros, cabe esclarecer também aqui que não se pretende fazer uma abordagem completa do tema análise da estabilidade de cortes. Serão feitas considerações generalizadas sobre os aspectos fundamentais do problema, sem o intuito de envolver casos particulares que exijam outros estudos de complementação. Uma visão completa do assunto poderá ser auferida através dos inúmeros trabalhos existentes na literatura específica. Dentre esses serão citados alguns de autores nacionais como os de VARGAS (1966), BARATA (1969), COSTA NUNES (1969) e VICTOR DE MELLO (1972). Como trabalhos de autores estrangeiros podem ser citados os de CORREA (1963), PECK (1967), SKEMPTON & HUTCHINSON (1969) e DEERE & PATTON (1971).

A análise da estabilidade de cortes difere em alguns aspectos

tos daquela desenvolvida para aterros e barragens. Fundamentalmente porque os aterros e as barragens de terra são construídos com materiais extraídos de cortes ou de escavações. Uma vez destacados e submetidos aos processos de transporte e de compactação esses materiais terão alteradas muitas das propriedades que apresentavam no seu estado natural.

Na análise da estabilidade de aterros e de barragens de terra deverão ser considerados os seguintes aspectos principais: na construção desses aterros geralmente há um acréscimo das poro-pressões do solo do próprio corpo do aterro e da sua fundação, como foi visto no Capítulo IV. A análise da estabilidade é feita para os diversos estágios da construção e inclusive para as condições críticas posteriores a ela. Os valores mínimos do fator de segurança geralmente aparecem na etapa correspondente ao final de construção.

No caso de cortes ocorrem decréscimos das pressões intersticiais decorrentes da construção e as condições críticas via de regra ocorrem a longo prazo.

As dificuldades de ordem geral encontradas na análise da estabilidade de cortes são as mesmas descritas no Capítulo III deste trabalho. Cabe aqui entretanto mencionar a esse respeito alguns aspectos que estão mais intimamente ligados a essa análise. Os problemas relativos à água são provenientes das precipitações e das águas subterrâneas. Nos cortes de grande altura em solos residuais é realmente difícil se conseguir controle satisfatório da infiltração, em regiões de pluviosidade elevada, devido a esses solos apresentarem alto coeficiente de permeabilidade. É difícil também controlar a erosão superficial nesses cortes (DEERE & PATTON, 1971). Os escalonamentos às vezes se mostram insuficientes para protegê-los contra ela e a proteção por revestimentos pode se tornar por demais onerosa. As infiltrações causam elevação do nível do lençol freático aumentando as poro-pressões. No caso de cortes de grandes dimensões em maciços onde haja percolação pode haver necessidade de se executar drenagem das águas subterrâneas através da instalação de drenos subhorizontais. Os ensaios de compressibilidade, de resistência ao cisalhamento e de permeabilidade dos solos residuais são realizados em laboratório, geralmente em amostras retiradas de blo

cos coletados a determinada profundidade, abaixo da superfície do terreno. O fenômeno do alívio de tensões e a presença de planos de fraqueza ou descontinuidades nessas amostras pode introduzir uma porcentagem de erro significativa nos resultados obtidos. Em casos excepcionais os ensaios *in situ* seriam desejáveis.

O valor do fator de segurança calculado em uma análise de estabilidade, pelo fato da sua determinação ser feita utilizando dados que podem apresentar margem de erro acima dos limites normalmente tolerados, não deve ser considerado como absoluto. DE MELLO (1972) escrevendo sobre solos residuais, diz que o ângulo de atrito poderia apresentar erro da ordem de 5% na sua determinação e que o valor do parâmetro C provavelmente encerraria margem de erro semelhante. Além disso, geralmente estes parâmetros variam com a profundidade da amostra. A análise da estabilidade deve ser conduzida de maneira a se estimar a sensibilidade do fator de segurança em função da faixa de valores possíveis dos diversos parâmetros intervenientes. As investigações de campo e de laboratório fornecem dados para uso no contexto da teorização, por conseguinte, esta deve ser conduzida de maneira a utilizar ao máximo esses dados.

SKEMPTON & HUTCHINSON (1969) mostram a respeito deste assunto exemplo de um caso de ruptura em um corte de escavação. Foi feita uma escavação profunda na *argila de Londres* destinada a receber um reator nuclear.

Essa escavação, com uma profundidade de aproximadamente 145 metros, foi realizada construindo-se um talude com três escalonamentos respectivamente de 0.5:1, 1:1 e 1:1 (H.V.) a partir da base. Ocorreu deslizamento do estágio inferior cinco dias após o término da escavação, o qual teve início com um abaulamento do talude seguido de fissuras, próximo à base da escavação. Catorze dias depois houve deslizamento do estágio intermediário. Foi verificado nesses deslizamentos que a fração da resistência mobilizada fora de apenas 56% para o primeiro estágio e de 52% para o segundo, da resistência ao cisalhamento medida em laboratório.

MARCELLO (1964) e MENCL (1966) citam o caso da barragem de Vajon na Itália. Em outubro de 1963 ocorreu um grande deslizamento de rochas em um talude de montante daquela barragem. A enorme quantidade de massa despreendida (cerca de 300.000.000 m³) aba

teu-se sobre o reservatório causando a formação de ondas gigantes que ultrapassaram a crista da barragem. Em questão de segundos a pequena cidade de Longarone foi parcialmente destruída, com perda de milhares de vidas.

O custo e a segurança em termos de estabilidade são os dois principais fatores a serem considerados em um projeto de taludes. A seguir serão tecidas algumas considerações sobre a influência do custo dos projetos na análise da estabilidade de taludes. No caso de taludes deve ser considerada a probabilidade de ruptura. Uma vez estimado este parâmetro e conhecido o custo inicial da obra, pode ser estabelecida uma relação entre estes e o custo total da mesma (WU & KRAFT, 1970) através da relação: $C_e = C_i + C_r \cdot P$, onde se tem:

C_e - custo total esperado da obra,

C_i - custo inicial, este engloba as despesas relativas à obra (projeto e execução),

C_r - custo de ruptura, é um valor estimado para o caso de ocorrer a ruína da obra. Ele inclui os custos de reconstrução e de indenização a terceiros, quando for o caso,

P - probabilidade de ruptura.

Os projetos de cortes em maciços naturais podem ser divididos em três categorias a saber: projetos de alto custo, projetos de baixo custo e projetos de custo intermediário.

Nos projetos de alto custo de ruptura estão por exemplo os taludes próximos às edificações, às obras de artes importantes e os situados nas ombreiras de grandes barragens. A otimização desse tipo de projeto requer seja imposto valor mínimo possível à probabilidade de ruptura, uma vez que o custo de ruptura é muito elevado e como tal a ruína da obra deve ser evitada. Em se diminuindo a probabilidade de ruptura aumenta-se conseqüentemente o custo inicial da obra. Na prática procura-se uma solução pela adequação do projeto à realidade do caso, isto é, a análise da estabilidade deve ser conduzida de acordo com o vulto da obra, incluindo todos os custos acima referenciados.

Nos projetos de baixo custo de ruptura pode-se admitir valor elevado da probabilidade de ruptura para situações críticas durante as quais a obra venha a ser solicitada acima das condições normais. Isto porque a reconstrução pura e simples da obra poderã ser menos onerosa do que a execução de um projeto no qual se faça um estudo rigoroso da sua estabilidade. Dentre os exemplos desta categoria está incluída a maior parte dos taludes de corte em estradas. Os projetos relativos a esses taludes devem ser conduzidos sem muito rigor, podem ser do tipo projeto por precedentes.

5.2 - Cortes que requerem análise da estabilidade

Em geral cortes de grande altura necessitam de análise da estabilidade. Dentre os que requerem maiores cuidados estão os cortes situados em ombreiras de barragens, em áreas urbanas, cortes feitos para a implantação de indústrias, para dar passagem a rodovias ou ferrovias e para fins de mineração.

Cortes feitos para a construção de grandes barragens requerem análise rigorosa da estabilidade. É necessário verificar se os taludes das ombreiras serão estáveis para as diversas fases da construção da barragem e também a longo prazo, após o enchimento do reservatório. Em cada fase construtiva as pressões intersticiais e os carregamentos devem ser considerados para as condições mais desfavoráveis. Os âbacos de estabilidade podem ser utilizados para análise preliminar desses cortes, anteriormente ao uso de um ou mais dos métodos de análise estudados no Capítulo III deste trabalho.

A localização de um corte pode se constituir em fator de considerável importância. É o caso por exemplo de cortes efetuados em grandes encostas situadas em áreas urbanas. Esses cortes, executados com a finalidade de se obter ganho de áreas para as construções de edifícios, às vezes passam a ser ameaça constante para os mesmos. Nesses casos a análise da estabilidade é feita criteriosamente, fazendo parte do projeto das obras de contenção ou estabilização, no caso de haver necessidade desses trabalhos. Estudos de estabilidade desse tipo são freqüentes para as encostas na área urbana do Rio de Janeiro (CNPq, 1967; BARATA, 1969; COSTA NUNES, 1969).

Cortes executados para a implantação de indústrias, às vezes requerem tratamento semelhante àqueles situados em áreas urbanas porque embora não exponham tantas vidas como no caso destes, poderão causar vultosos prejuízos materiais se ocorrerem deslizamentos. Exemplos desses cortes são encontrados na serra do Cubatão em São Paulo, efetuados para a construção da usina da COSIPA. Foram construídas plataformas de equilíbrio para garantir a estabilidade de cortes com altura total de até 100 metros (VARGAS, 1966). Esta solução de plataformas é muito utilizada também para atenuar a erosão superficial em taludes.

Cortes para dar passagem a rodovias e a ferrovias, quando têm grande altura e/ou inclinação acentuada, podem demandar análise da estabilidade. É o caso por exemplo de cortes em regiões montanhosas. Referências a esse tipo de cortes podem ser encontradas no trabalho de COSTA NUNES (1969) e no de TEIXEIRA & KANJI (1970). A análise da estabilidade desses cortes geralmente não exige o mesmo rigor dispensado aos outros três tipos já mencionados. Dependendo das feições do corte e da importância dessas obras ela pode ser baseada em precedentes. Projeto por precedente é feito com base em observações sobre o comportamento de taludes existentes na mesma área ou em áreas de condições similares àquela onde se encontra o talude em estudo (DEERE & PATTON, 1971). Para muitos desses taludes uma análise realizada através de âbacos da estabilidade é satisfatória. Há casos entretanto que justificam análise mais criteriosa, até mesmo o emprego de computador para se calcular o fator de segurança, quando se dispõe de dados sobre as condições geotécnicas e hidrológicas necessárias a esse tipo de análise.

As escavações profundas, executadas para obras civis diversas, mineração ou grandes canais, são passíveis de análise da estabilidade. Nesses cortes, como nos demais, devem ser considerados os efeitos do alívio de pressões. A análise da estabilidade é conduzida de forma a considerar os parâmetros de resistência do solo após terem se processado todas as expansões correspondentes a esses alívios. Devem ser considerados também os efeitos das precipitações abundantes, dos abalos sísmicos e a condição de esvaziamento rápido. A probabilidade da ocorrência dessas diversas situações é que deverá servir de paradigma à análise da estabilidade desses cortes.

5.3 - Exemplo de análise da estabilidade de um corte

Será feita a análise da estabilidade de um corte, considerando que o solo seja homogêneo em relação às propriedades de resistência ao cisalhamento, com valores $\gamma=1,9 \text{ tf/m}^3$, $c=1,5 \text{ tf/m}^2$, $\phi=30^\circ$ e o parâmetro de pressão neutra seja constante: $r_u=0.2$. Admitindo ainda que abaixo do pé do talude exista uma camada de resistência bem mais elevada (*superfície de rocha*) Figura 5.1.

Os valores dos fatores de segurança desse corte, calculados pelos métodos de Fellenius e de Bishop simplificado, utilizando programa automático, são respectivamente 1,574 e 1,661. A Figura 5.1 mostra também a superfície crítica de ruptura encontrada, bem como algumas curvas de igual fator de segurança referentes à análise pelo método de Bishop. No Apêndice III pode ser vista uma parte da saída do programa automático utilizado.

Analisando este mesmo corte através de ábacos disponíveis, pelos métodos de Taylor, Spencer, Fellenius, Bishop, espiral logarítmica e de Lowe & Karafiath foram obtidos os valores dos fatores de segurança que estão representados no Quadro 5.1.

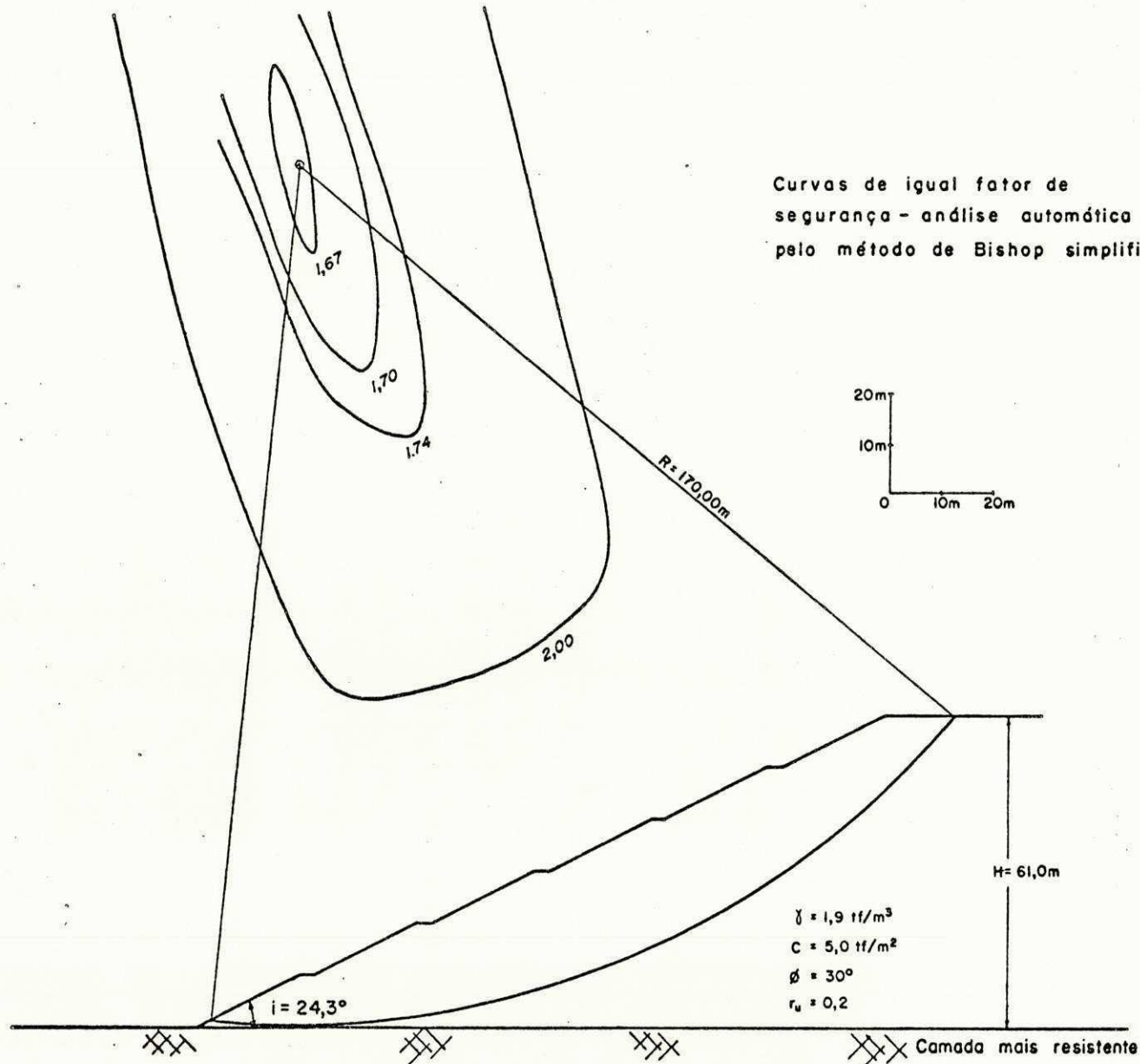


Fig. 5.1 - Análise da estabilidade de um talude de corte

| Método | Fatores de segurança | | Posição da superfície crítica |
|------------------------|----------------------|-------------|-------------------------------|
| | $r_u = 0,0$ | $r_u = 0,2$ | |
| TAYLOR | 1.86 | - | Pé do talude |
| SPENCER | 1.70 | 1.45 | Pé do talude |
| FELLENIOUS | 1.92 | 1.54 | |
| BISHOP | 1.95 | 1.60 | |
| Espiral logarítmica | 1.95 | 1.67 | |
| LOWE & KARAFIATH | 1.75 | 1.47 | |
| FELLENIOUS* | 1.919 | 1.574 | |
| BISHOP* | 2.016 | 1.661 | |

QUADRO 5.1 - Valores dos fatores de segurança à ruptura do talude do corte do item 5.3, calculados através da análise automática e de âbacos.

* - Análise automática.

Os valores do fator de segurança calculados através dos âbacos, nos métodos de Fellenius e de Bishop apresentaram boa concordância com os valores calculados em computador. Para os dois valores de r_u .

Por outro lado, os valores dos fatores de segurança calculados através dos âbacos, para os diversos métodos, estão concordando razoavelmente entre si, sendo que para os dois valores de r_u a maior diferença existente é de 13%. Para $r_u = 0,0$ a maior diferença encontrada foi entre os fatores de segurança dos métodos de Bishop e de Spencer e para $r_u = 0,2$ foi entre os da espiral logarítmica e o de Spencer.

Essa diferença entre os valores dos fatores de segurança calculados pelos métodos de Bishop e de Spencer não seria de se esperar pois é sabido que estes dois métodos fornecem para casos simples como este, valores muito próximos para o fator de segurança mínimo (diferença menor do que 5%). Em virtude disso, acredita-se que o âbaco de Spencer utilizado (SPENCER, 1967) não seja adequado para se estimar precisamente o valor do fator de segurança.

O valor do coeficiente de poro-pressão, r_u geralmente varia ao longo da superfície de ruptura ou em uma seção qualquer dela. Entretanto, na maioria dos problemas comuns de estabilidade de taludes pode ser usado um valor médio desse parâmetro.

A expressão analítica do coeficiente de poro-pressão pode variar, conforme o caso em apreço. Uma forma comumente utilizada para expressar esse parâmetro é: $r_u = \frac{u}{\gamma h} = \bar{B}$, onde h é a altura da coluna de solo acima do ponto considerado (PAULO CRUZ, 1967).

O cálculo de r_u é difícil para taludes naturais, entretanto VARGAS (1966), apresenta dois exemplos de valores desse parâmetro obtidos de escorregamentos em solos residuais, como sendo 0,37 e 0,30.

O cálculo do valor médio de r_u para análise da estabilidade de taludes pode ser visto, por exemplo, em BISHOP & MORGENTERN (1960).

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A elaboração do presente trabalho teve por objetivo principal reunir em um só compêndio informações acerca de alguns dos métodos de análise da estabilidade de taludes, fundamentados na teoria do equilíbrio limite.

A reunião do que existe de fundamental nesses métodos de análise, na forma didática como aqui se apresenta, tem o mérito de proporcionar ao leitor uma visão de conjunto sobre eles e possibilita assim a escolha de um ou mais destes métodos para a sua aplicação a casos práticos de análise da estabilidade.

É sempre bom lembrar que o método de BISHOP, na sua versão simplificada satisfaz plenamente aos estudos de análise da estabilidade de taludes, quando se pode admitir que a superfície potencial de ruptura possa ser representada por uma superfície cilíndrica circular. Com base na literatura especializada, para obras de vulto em solos acentuadamente heterogêneos seriam re-

comendáveis o método de SPENCER e/ou de MORGENSTERN-PRICE, porque nesses solos dificilmente as superfícies de ruptura terão essa forma.

A superfície crítica de ruptura prevista pelo método de JAKOBSON geralmente se aproxima daquelas previstas pelos métodos de FELLENIUS e de BISHOP simplificado, quando a análise por estes dois métodos despreza a resistência ao cisalhamento do aterro. Nessas circunstâncias, se for adotada a hipótese de JAKOBSON com relação à superfície de ruptura (início na base do aterro), poderão na maioria dos casos, ser obtidos valores idênticos para os fatores de segurança calculados pelos três métodos citados, na análise da estabilidade de aterros sobre solos moles (análise $\phi = 0$).

Como mostra o Quadro 4.1, os valores dos fatores de segurança calculados pelos métodos de FELLENIUS e de BISHOP simplificado, na análise da estabilidade de aterros sobre solos moles, quando se considera a resistência do aterro, são menores do que o valor correspondente ao método de JAKOBSON (que despreza essa resistência). Isto equivale a dizer que teoricamente um aterro sobre solos moles dimensionado pelo método de JAKOBSON poderia vir a ruir, dependendo da altura e da resistência do aterro.

O fator preponderante, a ser considerado em uma análise da estabilidade de taludes, no tocante apenas à segurança da obra envolvida, é a fidelidade dos dados disponíveis ao estudo.

Na análise da estabilidade de cortes, geralmente não se dispõe de dados suficientes que garantam uma análise da estabilidade tão acurada como no caso de grandes barragens.

SUGESTÕES PARA PESQUISA

Estudar melhor o método da Análise Tridimensional e o do Cálculo das Variações e mediante aplicações práticas dos mesmos, testar se há conveniência em aplicar esses métodos aos problemas usuais de análise da estabilidade de taludes.

Fazer um trabalho brasileiro no qual sejam discutidas todas as possibilidades de incluir a estatística na análise da estabilidade de taludes.

BIBLIOGRAFIA CITADA

- AZZOUZ, S. & BALIGH, M.M. Three-Dimensional slope stability analysis method. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(GT9):1206-1208, 1978.
- BAKER, R. & GARBER, M. Theoretical analysis of the stability of slopes. Géotechnique, 28(4):395-411, dec.1978.
- BARATA, F.E. Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7. Proceedings. Mexico,1969. Vol.2, p. 507-516.
- BISHOP, A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, 5:7-17, set. 1955.
- _____ & BJERRUM, L. The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Colorado, 1960. p.437-470.
- _____ & MORGENSTERN, N: Stability coefficients for earth slopes. Géotechnique, 10(4):129-147, dec. 1960.
- BRASIL. Conselho Nacional de Pesquisas. Os movimentos de encostas no Estado da Guanabara e regiões circunvizinhas. Rio de Janeiro. CNPq, 1967, 131 p.
- CAPUTO, H.P. Mecânica dos solos e suas aplicações. 3 ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1973. Vol.2. 456 p.
- CAQUOT, A. & KÉRISEL, J. Traité de mécanique des sols. 4 ed. Paris, Gauthier Villars, 1966. 506 p.
- CHEN, W.F. Limit analysis and soil plasticity. New York,Elsevier Scientific Publishing Company, 1975. 638 p.
- CONFERENCE ON THE STABILITY OF EARTH SLOPES. Stockolm, 20-25 set., 1954. Proceedings. Géotechnique, 5:1-6, 1955.

- CORREA, J.J. Problemas de una escavacion profunda en arcilla de ciudad de Mexico. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2. Anais. Rio de Janeiro, 1963. Vol.2, p. 189-210.
- COSTA NUNES, A.J.da. Landslides in soils of decomposed rocks due to intense rainstorms. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHNICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7. Proceedings. Mexico, 1969. Vol. 2, p. 547-554.
- CRUZ, P.T. da. Estabilidade de Taludes. São Paulo. Escola Politécnica, 1967, 83 p. (Mimeografado).
- DEERE, D.U. & PATTON, F.D. Slope stability in residual soils. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 4. Proceedings. San Juan, 1971. p.87-170.
- ESTEVES, V.P. Barragens de terra. 2 ed. Campina Grande, Escola Politécnica, 1971. 300 p. (mimeografado).
- FERREIRA, R.S. Aterros sobre solos compressíveis. Cálculo automático da sua construção por etapas. Rio de Janeiro, UFRJ, 1977. 289 p. (Tese de Mestrado).
- GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo. Edgar Blücher, 1976. 170 p.
- HOVLAND, H.J. Three-Dimensional slope stability analysis method. Journal of the Geotech. Eng. Division. GT9, set. 1977. p. 971-986.
- JAKOBSON, B. The design os embankments on soft clays. Géotechnique, 1(2):80-90, 1948.
- KÉRISEL, J. Glissements de terrains. Paris. Service Spécial des Autoroutes. Dunod, 1967. 26 p.
- LADD, C.C. & FOOT, R. New design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT7):763-783, 1974.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. Soil mechanics. New York. John Wiley and Sons, 1969. 553 p.

- MARCELLO, C. Some considerations on accidents which have happened to water-storage dams. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 8. Proceedings. Edinburgh, 1964. Vol. 5, p. 573-579.
- DE MELO, VICTOR, F.B. Thoughts on soil engineering applicable to residual soils. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE, 3. Proceedings. Hong Kong, 1972, p. 5-34.
- MENCL, V. Mechanics of landslides with non-circular slip surfaces with special reference to the Vaiont slide. Géotechnique, 16(4):329-336, dec. 1966.
- MORAES JÚNIOR, L.J. Algumas considerações práticas a respeito da análise da estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, UFRJ, 1975. 106 p. (Tese de Mestrado).
- MOREIRA, J.E. Estabilidade de taludes de solos residuais de granito e gnaisse. Rio de Janeiro, UFRJ, 1974. 86 p. (Tese de Mestrado).
- MORGENSTERN, N.R. & PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 13:79-93, 1965.
- PECK, R.B. Stability of natural slopes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 93(SM4): 403-417, july 1967.
- PILOT, G. La stabilité des remblais sur sols mous. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, (Nº especial 3):83-106, dec. 1976.
- REVILLA, J. & CASTILLO, E. The calculus of variations applied to stability of slopes. Géotechnique, 27(1):1-11, março 1977.
- _____. The calculus of variations and stability of slopes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9. Proceedings. Tokio, 1977. Vol. 2 p. 25-30.

- ROGÉRIO, P.R. Cálculo da estabilidade de taludes pelo método de Bishop simplificado. Edgard Blücher, 1977. 153 p.
- SCHIFFMAN, R.L. A computer program to analysis the stability of slopes by Morgenster's method. User's manual. MALE-I, Version 2.0. Boulder, University of Colorado, 1972. 99 p. (Report 72-18).
- SCHUSTER, R.L. & KRIZEK, R.J. Landslides analysis and control. Washington, National Academy of Sciences, 1978 (Transportation Research Board Special Report, 176).
- SHERARD, J.L., WOODWARD, R.J. et alii. Earth and earth-rock dams. Engineering problems of design and construction. Capítulo 7. New York, John Wiley, 1963.
- SKEMPTON, A.W. Long-term stability of clay slopes. Géotechnique, 14(2):77-101, jun. 1964.
- _____ & HUTCHINSON, J. Natural slopes and embankments foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7. State of the Art Volume. Mexico, 1969. p. 291-335.
- SOARES, M.M. & MARANHÃO, N. Estudo comparativo de alguns métodos de análise da estabilidade de taludes. In: SIMPÓSIO SOBRE SISTEMAS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA CIVIL. Rio de Janeiro, dez. 1977. Vol. 2, p. 502-510.
- SOUTO SILVEIRA, E.B. Aterros sobre solos moles. 2 ed. São Carlos, Escola de Engenharia, U.S.P. s.d. 85 p. (Mimeografado).
- SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique, 17(1): 11-26, março 1977.

- STEINER, W. Three-Dimensional slope stability analysis method. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(GT9): 1208-1209, 1978.
- TAYLOR, D.W. Stability of earth slopes. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 24(3):337-386, 1937.
- _____. Fundamentals of soil mechanics. 3 ed. New York, Wiley International Ed., 1963. 699 p.
- TEIXEIRA, A.H. & KANJI, M.A. Estabilização do escorregamento da encosta da Serra do Mar na área da cota 500 da Via Anchieta. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS. 4. Anais. Guanabara, 1970. Vol. 1, p. IV-33-IV-53.
- TERZAGHI, K. Mechanism of landslides. Engineering Geology (Berkey) Volume, nov. 1950.
- _____. & PECK, R.B. Soil mechanics in engineering practice. 2. ed. New York, John Wiley and Sons, 1967. 729 p.
- TURNBULL, W.J. Special problems in slope stability. Journal of Soil Mechanics and Found. Division. 93(SM-4):499-526, july 1967.
- VARGAS, M. Estabilização de taludes em encostas de gnaisses decompostos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3. Belo Horizonte, 1966. Anais. Vol. 1, p. 32-55.
- VELLOSO, D.A. Obras de terra sobre solo compressível. Revista do Clube de Engenharia (253):21-33, 1957.
- WISCHMEIER, W.H. & MEYER, L.D. Soil erodibility on construction areas. Purdue University, Indiana (s.d.).
- WHITMAN, R.V. & BAILEY, W.A. Use of computers for slopes stability analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE (SM4):475-498, july 1967.

WRIGHT, S.G. A study of slope stability and the undrained shear strength of clay shales. Berkeley, University of California, 1969, 685 p. (Tese de Doutorado).

WU, T.H. Soil mechanics. Boston. Allyn and Bacon, 1963. 431 p.

_____ & KRAFT, L.M. Safety Analysis of Slopes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, 96(SM2):609-626, março 1970.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ANAGNOSTI, P. Three-Dimensional stability of fill dams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7. Proceedings. Mexico, 1969, Vol. 2, p. 275-280.
- BADILLO, E.J. & RODRIGUEZ, A.R. Mecanica de suelos. 3 ed. Mexico. Limusa, 1976, Vol. 2. 562 p.
- BROWN, C.B. & KING, I.P. Automatic embankment analysis: Equilibrium and instability conditions. Géotechnique, 16(3):209-218, set. 1966.
- CHUGAEV, R.R. Stability analysis of earth slopes. Jerusalém, Israel Program for Scientific Translation, 1966, 147 p.
- COSTET, J. & SANGLERAT, G. Curso práctico de mecanica de suelos. Barcelona, Omega, 1975, 653 p.
- DENISOV, N.YA., BALLY, J. & ANTONESCU, I.P. An interesting form of failure of an irrigation canal. Géotechnique, 11(4):319-327, dec. 1961.
- DREYFUS, G. Étude des remblais sur sols compressibles. Paris. Dunod, 1971, 213 p.
- MARKLAND, J.T. Risk of failure estimation for a predetermined non-circular slip surface. Géotechnique, 23(1):120-124, mar. 1973.
- MEYERHOF, G.G. The mechanism of flow slides in cohesive soils. Géotechnique, 7:41-49, 1957.
- MORGENSTERN, N. & AMIR-TAHMASSEB, I. The stability of a slurry trench in cohesionless soils. Géotechnique, 15(4):387-394, dec. 1965.
- NAYLOR, A.H., STUART, J.G. & EDU, N.K. The stability of embankments of frictional material retaining a low-frictional fill. Géotechnique, 11(2):114-120, jun. 1961.

OS AGUACEIROS E AS ENCOSTAS DA GUANABARA. Revista Engenharia Sanitária, 5(1):19-32, jun. 1966.

RICO, A.; SPRINGAL, G. & MENDOZA, A. Investigations of instability and remedial works on the Tijuana-Ensenada highway, Mexico. Géotechnique, 26(4):577-590, dec. 1976.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Mecânica dos solos na prática da engenharia. Trad. por Antonio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes C. Campelo. Rio de Janeiro, Livro Técnico, 1962. 659 p.

TUMA, J.J. & ABDEL-HADY, M. Engineering soil mechanics, New Jersey. Prentice Hall, 1973. 335 p.

WRIGHT, S.G.; KULHAWY, F.H. & DUNCAN, J.M. Accuracy of equilibrium slope stability analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE (SM-10):783-791, out. 1973.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprígio Veloso, 882 - Tel (083) 321-7222-R 355
58.100 - Campina Grande - Paraíba

APÊNDICE I

Dimensionamento de um aterro pelo método de Jakobson

Exemplo 1

Dimensionamento de um aterro sobre argila mole, pelo método de Jakobson, com um fator de segurança igual a $F = 1,2$.

Material de suporte do aterro; argila mole, camada com 5,0 m de altura.

$$\gamma = 1,6 \text{ tf/m}^3$$

$$Su = 1,5 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Altura do aterro: } h_1 = 5,50 \text{ m}$$

$$\text{Largura da plataforma do aterro: } b = 12,0 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico do aterro: } \gamma = 1,9 \text{ tf/m}^3$$

1) Cálculo da altura crítica do aterro (h_{cr})

$$h_{cr} = \frac{Su}{\gamma N^* F} = \frac{1,5}{1,9 \cdot 0,181 \cdot 1,2} = 3,63 \text{ m}, < h_1.$$

2) Cálculo da altura da berma (h_2)

$$h_2 = h_1 - h_{cr} = 5,5 - 3,63 = 1,87 \text{ m}$$

3) Cálculo da largura do aterro (b_1)

$$b_1 = 12 + \frac{3}{2} (5,5 - 1,87) = 17,45 \text{ m}$$

4) Cálculo da sobrecarga do aterro (p_1)

$$p_1 = 5,5 \cdot 1,9 = 10,50 \text{ tf/m}$$

5) Cálculo da resistência admissível (τ)

$$\tau = \frac{Su}{F} = \frac{1,5}{1,2} = 1,25 \text{ tf/m}$$

6) Cálculo da sobrecarga da berma (p_2)

$$p_2 = 1,9 \cdot 1,87 = 3,55 \text{ tf/m}$$

* - $N = 0,181$. Ver CAPUTO, H.P. (1973), vol. 2 pg. 334.

7) Cálculo das relações para entrada nos ábacos de Jakobson.

Ábacos do caso I: as relações necessárias são $\frac{\tau}{P_1}$ e $\frac{P_1}{P_2}$.

$$\frac{\tau}{P_1} = 0,12 \text{ e } \frac{P_1}{P_2} = 2,96$$

Com estes valores entra-se no ábaco mencionado e obtêm-se as relações $\frac{b_2}{D}$ e $\frac{x}{b_2}$, donde serão obtidos os valores de b_2 e de x .

$$\frac{b_2}{D} = 2,48 \quad \therefore \quad b_2 = 2,48 \cdot 5 = 12,40 \text{ m}$$

$$\frac{x}{b_2} = 0,64 \quad \therefore \quad x = 0,64 \cdot 12,40 = 7,94 \text{ m, } < b_1$$

8) Cálculo da distância (d) para locação do centro da superfície de ruptura.

$$d = \frac{P_2}{P_1} \cdot b_2 = \frac{3,65}{10,50} \cdot 12,40 = 4,31 \text{ m}$$

APÊNDICE I
MÉTODO DE FELLENIUS - EXEMPLO 1

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|-------|------|-------|------|---|-------|-------|--------|-------|----|----------|---------------------------|--|-------------------------|----------|------------|
| Fotia | c | tg φ | b | h | ∑ δh | α | sen α | cos α | μ | δh cos α | $\frac{\mu}{\cos \alpha}$ | $\frac{(11)-(12) \cdot \text{tg } \phi}{(\delta h \cos \alpha - \frac{\mu}{\cos \alpha}) \cdot \text{tg } \phi}$ | $\frac{c}{\cos \alpha}$ | b(14+13) | ∑ δh sen α |
| 1 | 0,80 | 0,364 | 1,60 | | 2,57 | 60,0 | . 866 | . 500 | | 1,29 | | 0,47 | 1,60 | 3,31 | 3,56 |
| 2 | 0,80 | 0,364 | 1,00 | | 6,46 | 52,5 | . 793 | . 609 | | 3,93 | | 1,43 | 1,31 | 2,74 | 5,12 |
| 3 | 0,80 | 0,364 | 1,40 | | 9,12 | 46,5 | . 725 | . 688 | | 6,27 | | 2,28 | 1,16 | 4,82 | 9,26 |
| 4 | 1,50 | 0,000 | 1,60 | | 12,25 | 40,0 | . 643 | . 766 | | 9,38 | | - | 1,96 | 3,14 | 12,60 |
| 5 | 1,50 | 0,00 | 2,00 | | 12,45 | 33,0 | . 545 | . 839 | | 10,45 | | | 1,79 | 3,58 | 13,57 |
| 6 | 1,50 | 0,00 | 2,00 | | 13,65 | 26,0 | . 438 | . 899 | | 12,27 | | | 1,67 | 3,34 | 11,96 |
| 7 | 1,50 | 0,00 | 1,00 | | 15,55 | 21,0 | . 358 | . 934 | | 14,52 | | | 1,61 | 1,61 | 5,57 |
| 8 | 1,50 | 0,00 | 2,00 | | 14,18 | 16,0 | . 276 | . 961 | | 13,63 | | | 1,56 | 3,12 | 7,83 |
| 9 | 1,50 | 0,00 | 2,40 | | 12,73 | 9,0 | . 156 | . 988 | | 12,58 | | | 1,52 | 3,65 | 4,77 |
| 10 | 1,50 | 0,00 | 3,60 | | 9,94 | - 2,0 | -. 035 | . 999 | | 9,43 | | | 1,50 | 5,40 | -1,25 |
| 11 | 1,50 | 0,00 | 2,00 | | 8,20 | -11,0 | -. 191 | . 982 | | 8,05 | | | 1,53 | 3,06 | -3,13 |
| 12 | 1,50 | 0,00 | 3,00 | | 7,55 | -18,5 | -. 317 | . 948 | | 7,16 | | | 1,58 | 4,74 | -7,18 |
| 13 | 1,50 | 0,00 | 1,00 | | 6,75 | -25,5 | -. 431 | . 903 | | 6,10 | | | 1,66 | 1,66 | -2,91 |
| 14 | 1,50 | 0,00 | 1,60 | | 5,64 | -30,0 | -. 500 | . 866 | | 4,88 | | | 1,73 | 2,77 | -4,51 |
| 15 | 1,50 | 0,00 | 2,40 | | 2,34 | -38,5 | -. 623 | . 783 | | 1,83 | | | 1,92 | 4,61 | -3,50 |
| | | | | | | | | | | | | | | 51,55 | 51,76 |

Com resistência do aterro: $F = \frac{\sum \left\{ b \left[\frac{c}{\cos \alpha} + (\delta h \cos \alpha - \frac{\mu}{\cos \alpha}) \text{tg } \phi \right] \right\}}{\sum \delta h \text{sen } \alpha} = \frac{\sum (15)}{\sum (16)} = \frac{51,55}{51,76} = 0,996$

Sem resistência do aterro: $F = \frac{51,55 - 10,87}{51,76} = 0,786$ ou admitindo a hipótese de Jakobson $F = \frac{51,55 - 10,87}{51,76 - 17,94} = 1,203$.

QUADRO I.1 - Fatores de segurança à ruptura de um aterro sobre argila mole, calculados manualmente pelo método de Fellenius, com e sem a resistência do aterro ao cisalhamento.

APÊNDICE I
MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO - EXEMPLO 1

| Faixa | C | tg φ | b | h | γh | α | sen α | (4)·(6)·(8) Σ W sen α | μ | (6)-(10) γh-μ | (3)·(11) | (2)·(12) | (4)·(13) | m _α | | | (14)/m _α | | | cos α | |
|-------|------|-------|------|---|-------|-------|--------|--------------------------|-------|------------------|----------|----------|----------|---------------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|----------------------|-------|--|
| | | | | | | | | | | | | | | F ₁ =1,2 | F ₂ =1,05 | F ₃ =1,04 | F ₁ =1,2 | F ₂ =1,05 | F ₃ =1,04 | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0,80 | 0,364 | 1,60 | | 2,57 | 60,0 | . 866 | 3,56 | | 2,57 | 0,94 | 1,74 | 2,78 | 0,76 | 0,80 | 0,80 | 3,66 | 3,48 | 3,48 | . 500 | |
| 2 | 0,80 | 0,364 | 1,00 | | 6,46 | 52,5 | . 793 | 5,12 | | 6,46 | 2,35 | 3,15 | 3,15 | 0,85 | 0,88 | 0,89 | 3,71 | 3,58 | 3,54 | . 609 | |
| 3 | 0,80 | 0,364 | 1,40 | | 9,12 | 46,5 | . 725 | 9,26 | | 9,12 | 3,32 | 4,12 | 5,77 | 0,91 | 0,94 | 6,34 | 6,34 | 6,14 | 6,14 | . 688 | |
| 4 | 1,5 | | 1,60 | | 12,25 | 40,0 | . 643 | 12,60 | | 12,25 | | 1,5 | 2,40 | 0,766 | 0,766 | 0,766 | 3,13 | 3,13 | 3,13 | . 766 | |
| 5 | 1,5 | | 2,00 | | 12,45 | 33,0 | . 545 | 13,57 | | 12,45 | | 1,5 | 3,00 | 0,839 | 0,839 | 0,839 | 3,58 | 3,58 | 3,58 | . 839 | |
| 6 | 1,5 | | 2,00 | | 13,65 | 26,0 | . 438 | 11,96 | | 13,65 | | 1,5 | 3,00 | 0,899 | 0,899 | 0,899 | 3,34 | 3,34 | 3,34 | . 899 | |
| 7 | 1,5 | | 1,00 | | 15,55 | 21,0 | . 358 | 5,57 | | 15,55 | | 1,5 | 1,5 | 0,934 | 0,934 | 0,934 | 1,61 | 1,61 | 1,61 | . 934 | |
| 8 | 1,5 | | 2,00 | | 14,18 | 16,0 | . 276 | 7,83 | | 14,18 | | 1,5 | 3,00 | 0,961 | 0,961 | 0,961 | 3,12 | 3,12 | 3,12 | . 961 | |
| 9 | 1,5 | | 2,40 | | 12,73 | 9,0 | . 156 | 4,77 | | 12,73 | | 1,5 | 3,60 | 0,988 | 0,988 | 0,988 | 3,64 | 3,64 | 3,64 | . 988 | |
| 10 | 1,5 | | 3,60 | | 9,94 | - 2,0 | -0,035 | -1,25 | | 9,94 | | 1,5 | 5,40 | 0,999 | 0,999 | 0,999 | 5,41 | 5,41 | 5,41 | . 999 | |
| 11 | 1,5 | | 2,00 | | 8,20 | -11,0 | -0,191 | -3,13 | | 8,20 | | 1,5 | 3,00 | 0,982 | 0,982 | 0,982 | 3,05 | 3,05 | 3,05 | . 982 | |
| 12 | 1,5 | | 3,00 | | 7,55 | -18,5 | -0,317 | -7,18 | | 7,55 | | 1,5 | 4,50 | 0,948 | 0,948 | 0,948 | 4,75 | 4,75 | 4,75 | . 948 | |
| 13 | 1,5 | | 1,00 | | 6,75 | -25,5 | -0,431 | -2,91 | | 6,75 | | 1,5 | 1,5 | 0,903 | 0,903 | 0,903 | 1,66 | 1,66 | 1,66 | . 903 | |
| 14 | 1,5 | | 1,60 | | 5,64 | -30,0 | -0,500 | -4,51 | | 5,64 | | 1,5 | 2,40 | 0,866 | 0,866 | 0,866 | 2,77 | 2,77 | 2,77 | . 866 | |
| 15 | 1,5 | | 2,40 | | 2,34 | -38,5 | -0,623 | -3,50 | | 2,34 | | 1,5 | 3,60 | 0,783 | 0,783 | 0,783 | 4,60 | 4,60 | 4,60 | . 783 | |
| | | | | | | | | Σ | 51,76 | | | | | | | Σ | 54,37 | 53,86 | 53,82 | | |

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left(1 + \frac{190,19 \alpha}{F} \right)$$

Com resistência do aterro: $F = \frac{\sum [b [c + (\gamma h - \mu) \text{tg} \phi] \frac{1}{m_{\alpha}}]}{\sum \gamma h \text{sen} \alpha} = \frac{\sum (16)}{\sum (9)} = \frac{54,37}{51,76} = 1,05$

Sem resistência do aterro: $F = \frac{53,82 - 13,16}{51,76} = 0,786$ ou admitindo a hipótese de Jakobson $F = \frac{53,82 - 13,16}{51,76 - 17,14} = 1,202$

QUADRO I.2 - Fatores de segurança à ruptura de um aterro sobre argila mole, calculados manualmente pelo método de Bishop simplificado, com e sem a resistência do aterro ao cisalhamento.

APÊNDICE II

Dimensionamento de um aterro pelo método de Jakobson

Exemplo 2

Dimensionamento de um aterro sobre argila mole, pelo método de Jakobson, com um fator de segurança igual a 1,2.

Material de suporte do aterro: argila mole, camada com 10,0 m de altura.

$$\gamma = 1,6 \text{ tf/m}^3$$

$$Su = 1,5 \text{ tf/m}^2$$

Altura do aterro: $h_1 = 5,50 \text{ m}$

Largura da plataforma do aterro: $b = 12,0 \text{ m}$

Peso específico do aterro: $\gamma = 1,9 \text{ tf/m}^3$

1) Cálculo da altura crítica (h_{cr})

$$h_{cr} = \frac{Su}{\gamma \cdot NF} = \frac{1,5}{1,9 \cdot 0,181 \cdot 1,2} = 3,63 \text{ m}, < h_1.$$

Será o valor adotado.

2) Cálculo da altura da berma (h_2)

$$h_2 = h_1 - h_{cr} = 5,5 - 3,63 = 1,87 \text{ m (valor adotado)}$$

3) Cálculo da largura do aterro (b_1)

$$b_1 = 12 + \frac{3}{2} (5,5 - 1,87) = 17,45 \text{ m}$$

4) Cálculo da sobrecarga do aterro (p_1)

$$p_1 = 5,5 \cdot 1,9 = 10,50 \text{ tf/m}$$

5) Cálculo da resistência admissível (τ)

$$\tau = \frac{Su}{F} = \frac{1,5}{1,2} = 1,25 \text{ tf/m}$$

6) Cálculo da sobrecarga da berma (p_2)

$$p_2 = 1,9 \cdot 1,87 = 3,55 \text{ tf/m}$$

7) Cálculo das relações para entrada nos âbacos de Jakobson.

Âbacos do caso I:

$$\frac{\tau}{P_1} = 0,12 \text{ e } \frac{P_1}{P_2} = 2,96$$

$$\text{Donde: } \frac{b_2}{D} = 2,48 \quad , \quad b_2 = 2,48 \cdot 10 = 24,80 \text{ m}$$

$$\frac{x}{b_2} = 0,64 \quad , \quad x = 0,64 \cdot 24,80 = 15,87 \text{ m,}$$

$$< b_1$$

8) Cálculo da distância (d) para locação do centro da superfície de ruptura.

$$d = \frac{P_2}{P_1} \cdot b_2 = \frac{3,65}{10,50} \cdot 24,80 = 8,62 \text{ m.}$$

APÊNDICE II

MÉTODO DE FELLENIUS - EXEMPLO 2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|-------|------|-------|------|---|-------|--------|---------|-------|----|-----------|---------------------------|--|-------------------------|----------|-----------|
| Faixa | C | tg φ | b | h | Σ δH | α | sen α | cos α | μ | γ h cos α | $\frac{\mu}{\cos \alpha}$ | $\frac{(11)-(12) \cdot \gamma \phi}{(\delta h \cos \alpha - \cos \alpha) \cdot \gamma \phi}$ | $\frac{C}{\cos \alpha}$ | b(13+14) | Σ hbsen α |
| 1 | 0,80 | 0,364 | 2,00 | | 3,04 | 48,0 | . 743 | . 669 | | 2,03 | | 0,74 | 1,20 | 3,88 | 4,52 |
| 2 | 0,80 | 0,364 | 0,80 | | 7,60 | 45,0 | . 707 | . 707 | | 5,37 | | 1,95 | 1,13 | 2,46 | 4,30 |
| 3 | 0,80 | 0,364 | 1,20 | | 10,10 | 43,0 | . 682 | . 731 | | 7,38 | | 2,69 | 1,09 | 4,54 | 8,27 |
| 4 | 1,50 | | 4,00 | | 13,25 | 37,0 | . 602 | . 799 | | 10,59 | | | 1,88 | 7,52 | 31,91 |
| 5 | 1,50 | | 4,00 | | 15,75 | 30,0 | . 500 | . 866 | | 13,64 | | | 1,73 | 6,92 | 31,50 |
| 6 | 1,50 | | 4,00 | | 17,75 | 23,0 | . 391 | . 921 | | 16,35 | | | 1,63 | 6,52 | 27,76 |
| 7 | 1,50 | | 5,40 | | 15,83 | 15,0 | . 259 | . 966 | | 15,29 | | | 1,55 | 8,37 | 22,14 |
| 8 | 1,50 | | 4,60 | | 13,25 | 7,0 | . 122 | . 993 | | 13,16 | | | 1,51 | 6,95 | 7,44 |
| 9 | 1,50 | | 4,00 | | 13,55 | - 1,0 | - 0,17 | 1,000 | | 13,55 | | | 1,50 | 6,00 | - 0,92 |
| 10 | 1,50 | | 4,00 | | 13,25 | - 8,0 | - 0,139 | . 990 | | 13,12 | | | 1,52 | 6,08 | - 7,37 |
| 11 | 1,50 | | 4,00 | | 12,55 | - 14,5 | - 0,250 | . 968 | | 12,15 | | | 1,55 | 6,20 | - 12,55 |
| 12 | 1,50 | | 4,40 | | 11,25 | - 22,0 | - 0,375 | . 927 | | 10,43 | | | 1,62 | 7,13 | - 18,56 |
| 13 | 1,50 | | 2,40 | | 8,01 | - 27,0 | - 0,454 | . 891 | | 7,14 | | | 1,68 | 4,03 | - 8,73 |
| 14 | 1,50 | | 3,20 | | 4,70 | - 32,0 | - 0,530 | . 848 | | 3,99 | | | 1,77 | 5,66 | - 7,97 |
| 15 | 1,50 | | 4,60 | | 2,00 | - 39,5 | - 0,636 | . 772 | | 1,54 | | | 1,94 | 8,92 | - 5,85 |
| | | | | | | | | | | | | | | 91,18 | 75,89 |

Com resistência do aterro: $F = \frac{\sum \left(\frac{C}{\cos \alpha} + (\delta h \cos \alpha - \frac{\mu}{\cos \alpha}) \gamma \phi \right)}{\sum \delta h \text{sen} \alpha} = \frac{(15)}{(16)} = \frac{91,18}{75,89} = 1,201$

Sem resistência do aterro: $F = \frac{91,18 - 10,88}{75,89} = 1,058$ ou admitindo a hipótese de Jakobson $F = \frac{91,18 - 10,88}{75,89 - 17,09} = 1,37$

QUADRO II.1 - Fatores de segurança à ruptura de um aterro sobre argila mole, calculados manualmente pelo método de Fellenius, com e sem a resistência do aterro ao cisalhamento.

APÊNDICE II
MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO - EXEMPLO 2

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | | | 16 | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|------|-------|------|---|-------|-------|-------|--------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------------------|-------|-------|-----------------|------------|--------------------|----------------------|-----------------------|------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|--|--|
| | | | | | | | | | | | | | | Fólio | C | tg θ | b | h | Σ γ _h | α | sen α | (4) x (6) x (8) | (6) - (10) | (3) x (11) | (2) + (12) | (4) x (13) | m _α | | | (14) / m _α | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Σ W sen α | μ | γ _h - μ | F ₁ = 1,2 | F ₂ = 1,27 | F ₃ = | F ₁ = 1,2 | F ₂ = 1,27 | F ₃ = | | |
| 1 | 0,80 | 0,364 | 2,00 | | 3,04 | 48,0 | . 743 | 4,52 | | 3,04 | 1,11 | 1,91 | 3,82 | 0,67 | 0,66 | | 5,70 | 5,79 | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 0,80 | 0,364 | 0,80 | | 7,60 | 45,0 | . 707 | 4,30 | | 7,60 | 2,77 | 3,57 | 2,86 | 0,79 | 0,78 | | 3,62 | 3,67 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 0,80 | 0,364 | 1,20 | | 10,10 | 43,0 | . 682 | 8,27 | | 10,10 | 3,68 | 4,48 | 5,38 | 0,88 | 0,87 | | 6,11 | 6,18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 1,50 | | 4,00 | | 13,25 | 37,0 | . 602 | 31,91 | | 13,25 | | 1,50 | 6,00 | 0,766 | 0,766 | | 7,83 | 7,81 | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | 1,50 | | 4,00 | | 15,75 | 30,0 | . 500 | 31,50 | | 15,75 | | 1,50 | 6,00 | 0,839 | 0,839 | | 7,15 | 7,15 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | 1,50 | | 4,00 | | 17,75 | 23,0 | . 391 | 27,76 | | 17,75 | | 1,50 | 6,00 | 0,899 | 0,899 | | 6,67 | 6,67 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | 1,50 | | 5,40 | | 15,83 | 15,0 | . 259 | 22,14 | | 15,83 | | 1,50 | 8,10 | 0,934 | 0,934 | | 8,67 | 8,67 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | 1,50 | | 4,60 | | 13,25 | 7,0 | . 122 | 7,44 | | 13,25 | | 1,50 | 6,90 | 0,961 | 0,961 | | 7,18 | 7,18 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | 1,50 | | 4,00 | | 13,55 | - 1,0 | . 017 | - 0,92 | | 13,55 | | 1,50 | 6,00 | 0,988 | 0,988 | | 6,07 | 6,07 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 1,50 | | 4,00 | | 13,25 | - 8,0 | - 139 | - 7,37 | | 13,25 | | 1,50 | 6,00 | 0,999 | 0,999 | | 6,01 | 6,01 | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | 1,50 | | 4,00 | | 12,55 | -14,5 | - 250 | -12,55 | | 12,55 | | 1,50 | 6,00 | 0,982 | 0,982 | | 6,11 | 6,11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | 1,50 | | 4,40 | | 11,25 | -22,0 | - 375 | -18,56 | | 11,75 | | 1,50 | 6,60 | 0,948 | 0,948 | | 6,96 | 6,96 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | 1,50 | | 2,40 | | 8,01 | -27,0 | - 454 | - 8,73 | | 8,01 | | 1,50 | 3,60 | 0,903 | 0,903 | | 3,99 | 3,99 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | 1,50 | | 3,20 | | 4,70 | -32,0 | - 530 | - 7,97 | | 4,70 | | 1,50 | 4,80 | 0,866 | 0,866 | | 5,54 | 5,54 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | 1,50 | | 4,60 | | 2,00 | -39,5 | - 636 | - 5,86 | | 2,00 | | 1,50 | 6,90 | 0,783 | 0,783 | | 8,81 | 8,81 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | Σ | 75,88 | | | | | | | | | Σ | 96,42 | 96,63 | | | | | | | | | | | | |

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left(1 + \frac{tg \theta \cdot tg \alpha}{F} \right)$$

Com resistência do aterro: $F = \frac{\sum [b \{ C + (\gamma h - \mu) tg \theta \} \frac{1}{m_{\alpha}}]}{\sum \gamma h b \operatorname{sen} \alpha} = \frac{\sum (16)}{\sum (19)} = \frac{96,42}{75,88} = 1,273$

Sem resistência do aterro: $F = \frac{96,42 - 15,43}{75,88} = 1,067$ ou admitindo a hipótese de Jakobson $F = \frac{96,42 - 15,43}{75,88 - 17,09} = 1,377$

QUADRO II.2 - Fatores de segurança à ruptura de um aterro sobre argila mole, calculados manualmente pelo método de Bishop simplificado, com e sem a resistência do aterro ao cisalhamento.

APENDICE III

***** ATERRO SOBRE ARGILA - EX. 1 - COM RESISTENCIA A TENSÃO DE COMPRESSÃO DE 40.000 KG/CM2 *****
 ANALISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES POR METODOS DE FELLENIUS E BISHOP SIMPLIFICADO ESTUDO DETALHADO DE MONTANTE

| CARACTERISTICAS DOS CIRCULOS | | RAIO | FATORES DE SEGURANCA | | BASECALFA) | NOME DE FATIAS | NUMBER OF SECTIONS |
|------------------------------|----------|--------|----------------------|-----------|------------|----------------|--------------------|
| ABSCISSA DO CENTRO | ORDENADA | | BISHOP | FELLENIUS | | | |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 01 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 02 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 03 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 04 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 05 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 06 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 07 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 08 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 09 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 10 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 11 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 12 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 13 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 14 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 15 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 16 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 17 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 18 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 19 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 20 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 21 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 22 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 23 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 24 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 25 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 26 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 27 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 28 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 29 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 30 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 31 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 32 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 33 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 34 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 35 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 36 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 37 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 38 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 39 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 40 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 41 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 42 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 43 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 44 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 45 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 46 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 47 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 48 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 49 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 50 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 51 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 52 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 53 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 54 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 55 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 56 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 57 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 58 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 59 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 60 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 61 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 62 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 63 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 64 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 65 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 66 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 67 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 68 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 69 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 70 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 71 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 72 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 73 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 74 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 75 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 76 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 77 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 78 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 79 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 80 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 81 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 82 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 83 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 84 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 85 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 86 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 87 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 88 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 89 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 90 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 91 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 92 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 93 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 94 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 95 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 96 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 97 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 98 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.021 | 0.993 | 5 | 372 | 99 |
| 57.000 | 37.000 | 18.000 | 1.015 | 0.993 | 5 | 372 | 100 |

*** FCI ATINGIDA A MALHA DE DIMENSOES MINIMAS PERMITIDAS ***
 ** AS CARACTERISTICAS DO CENTRO COM FATOR DE SEGURANCA MINIMO MINIMORUM PELO METODO DE BISHOP SAO: ***

ABSCISSA = 57.200
 ORDENADA = 38.200
 RAIO = 18.200
 FATOR DE SEGURANCA (BISHOP) = 1.015
 FATOR DE SEGURANCA (FELLENIUS) = 0.993

FCI UTILIZADA A GERACAO DE MALHA DE CENTROS AUTOMATICA TENDO SIDO PESQUISADAS 3 MALHAS DE CENTROS

FIN DO PROGRAMA

APENDICE III

***** ANALISE DA SEGURANCA - EX VALTORES DE SEGURANCA FELENIUS E BISHOP SIMPLIFICADO *****

***** ANALISE DA SEGURANCA - EX VALTORES DE SEGURANCA FELENIUS E BISHOP SIMPLIFICADO *****

| ASCISSA DO CENTRO | CARACTERISTICAS DOS CIRCULOS | RAIO | BISHOP | FATORES DE SEGURANCA FELENIUS | BASE (ALFA) | NUMERO DE FATIAS | NUMERO DE ITERACOES |
|-------------------|------------------------------|------|--------|-------------------------------|-------------|------------------|---------------------|
| 75.40 | 4100 | 3100 | 0.959 | 0.959 | 90.000 | 59 | 1 |
| 75.50 | 4100 | 3100 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 59 | 1 |
| 75.60 | 4050 | 3050 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |
| 75.70 | 4050 | 3050 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |
| 75.80 | 4000 | 3000 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |
| 76.40 | 4000 | 3000 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |

***** ANALISE DA SEGURANCA - EX VALTORES DE SEGURANCA FELENIUS E BISHOP SIMPLIFICADO *****

| ASCISSA DO CENTRO | CARACTERISTICAS DOS CIRCULOS | RAIO | BISHOP | FATORES DE SEGURANCA FELENIUS | BASE (ALFA) | NUMERO DE FATIAS | NUMERO DE ITERACOES |
|-------------------|------------------------------|------|--------|-------------------------------|-------------|------------------|---------------------|
| 75.40 | 4100 | 3100 | 0.959 | 0.959 | 90.000 | 59 | 1 |
| 75.50 | 4100 | 3100 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 59 | 1 |
| 75.60 | 4050 | 3050 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |
| 75.70 | 4050 | 3050 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |
| 75.80 | 4000 | 3000 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |
| 76.40 | 4000 | 3000 | 0.959 | 0.959 | 77.273 | 57 | 1 |

*** FGI ATINGIDA A MALHA DE DIMENSOES MINIMAS PERMITIDAS ***

*** AS CARACTERISTICAS DO CENTRO COM FATOR DE SEGURANCA MINIMO MINIMORUM PELO METODO DE BISHOP SAO: ***

ASCISSA = 76.400
 ORDENADA = 40.500
 RAIO = 30.500
 FATOR DE SEGURANCA (BISHOP) = 0.956
 FATOR DE SEGURANCA (FELENIUS) = 0.956

FCI UTILIZADA A GERACAO DE MALHA DE CENTROS AUTOMATICA TENDO SIDO PESQUISADAS 7 MALHAS DE CENTROS

FIM DO PROGRAMA

APENDICE III

***** ANALISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES COM O METODO DE BIENIENIA E BISHOP SIMPLIFICADO *****

ANALISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES COM O METODO DE BIENIENIA E BISHOP SIMPLIFICADO

| ABSCISSA DO CENTRO | CARACTERISTICAS DOS CIRCULOS | RATIO | FATOR DE SEGURANCA BISHOP | FATOR DE SEGURANCA BIENIENIA | MARGEM (ALFA) | ALTEZA DE FUNDAMENTO | NUMERO DE ITERACOES |
|--------------------|------------------------------|-------|---------------------------|------------------------------|---------------|----------------------|---------------------|
| 77.40 | 43.50 | 33.50 | 1.111 | 1.092 | 60.539 | 102 | |
| 78.40 | 43.00 | 33.00 | 1.121 | 1.091 | 61.794 | 102 | |
| 79.90 | 43.00 | 33.00 | 1.121 | 1.095 | 61.253 | 102 | |

***** ANALISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES COM O METODO DE BIENIENIA E BISHOP SIMPLIFICADO *****

ANALISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES COM O METODO DE BIENIENIA E BISHOP SIMPLIFICADO

| ABSCISSA DO CENTRO | CARACTERISTICAS DOS CIRCULOS | RATIO | FATOR DE SEGURANCA BISHOP | FATOR DE SEGURANCA BIENIENIA | MARGEM (ALFA) | ALTEZA DE FUNDAMENTO | NUMERO DE ITERACOES |
|--------------------|------------------------------|-------|---------------------------|------------------------------|---------------|----------------------|---------------------|
| 77.40 | 43.50 | 33.50 | 1.111 | 1.092 | 60.539 | 102 | |
| 78.40 | 43.00 | 33.00 | 1.121 | 1.091 | 61.794 | 102 | |
| 79.90 | 43.00 | 33.00 | 1.121 | 1.095 | 61.253 | 102 | |

*** FCI ATENDIDA A MALHA DE DIMENSOES MINIMAS PERMITIDAS ***

.. AS CARACTERISTICAS DO CENTRO COM FATOR DE SEGURANCA MINIMO MANTIVERAM PELO METODO DE BISHOP SAC: **

ABCISSA = 76.900
 ORDENADA = 43.500
 RATIO = 33.500
 FATOR DE SEGURANCA (BISHOP) = 1.107
 FATOR DE SEGURANCA (BIENIENIA) = 1.084

FCI UTILIZADA A GERACAO DE MALHA DE CENTROS AUTOMATICA TENDO SIDO PESQUISADAS 5 MALHAS DE CENTROS

FIM DO PROGRAMA

APÊNDICE IV

Método de Jakobson para dimensionamento de bermas laterais de equilíbrio em aterros sobre argila.

A4.1 - Introdução

JAKOBSON (1948), dentro da filosofia dos métodos do equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes, apresentou um método para dimensionamento de plataformas de equilíbrio de aterros construídos sobre solos argilosos de baixa resistência (argilas moles). Essas plataformas de equilíbrio, como o próprio nome indica, são executadas lateralmente ao corpo central do aterro (Fig. A4.1, 4.1 e 4.2), com o objetivo de evitar a sua ruptura.

A4.2 - Hipóteses básicas

Para instituir o método JAKOBSON considerou as seguintes hipóteses (Fig. A4.1):

1) O carregamento (aterro e bermas) é considerado infinito no sentido longitudinal, a fim de que o problema possa ser tratado como sendo de deformação plana.

2) Considera que o carregamento é do tipo "carregamento frouxo", ou seja despreza a resistência ao cisalhamento do aterro. A superfície potencial de ruptura não penetrará então no corpo do aterro.

3) A camada argilosa consiste de material puramente coesivo, homogêneo (análise $\phi = 0$) e isotrópico em relação às propriedades de resistência ao cisalhamento, apresentando coesão constante com a profundidade.

4) A superfície do terreno é horizontal.

5) A superfície potencial de ruptura tem forma circular.

A4.3 - Filosofia geral do método

JAKOBSON, a partir da geometria representada (Fig. A4.1) e das hipóteses anteriores, instituiu as equações necessárias ao

equilíbrio do aterro ao longo da superfície potencial de ruptura considerada. Em seguida êle pesquisou a posição da superfície potencial crítica de ruptura, ao longo da qual a tensão cisalhante necessária ao equilíbrio é máxima. Os valores dessa tensão cisalhante máxima dependem da espessura da camada de argila (D), da distribuição e do valor do carregamento. As soluções foram enquadradas em três casos distintos, denominados de caso I, caso II e caso III.

A4.4 - Solução do caso I

A figura A4.1 trata por exemplo do caso I, no qual a superfície potencial crítica de ruptura tangencia o substrato resistente e tem início dentro do espaço compreendido pela largura do corpo do aterro (b_1).

O dimensionamento das bermas é feito determinando-se em primeiro lugar o seu peso e em seguida a sua largura, como mostra a marcha de cálculo apresentada a seguir. (pg. 119)

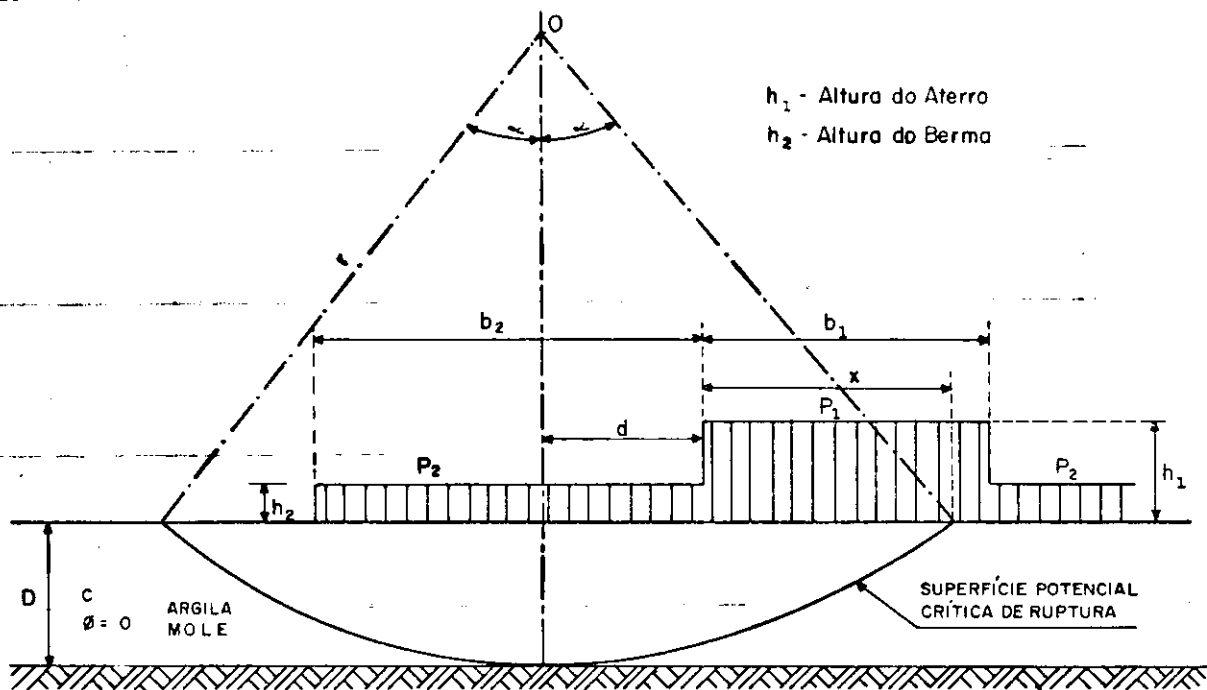


Fig. A4.1 - Aterro com bermas de equilíbrio, situação de cálculo-Caso I (Jakobson, 1948)

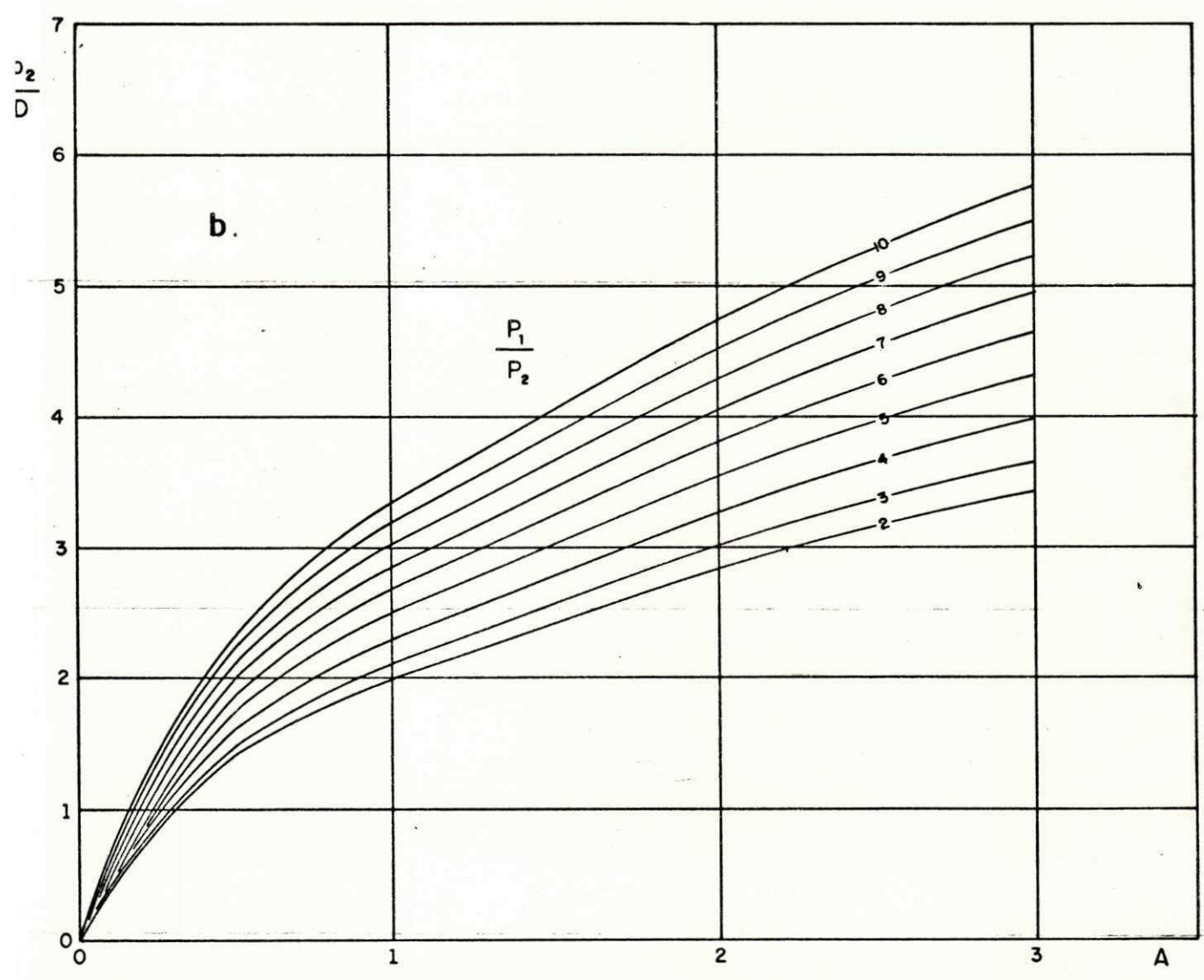
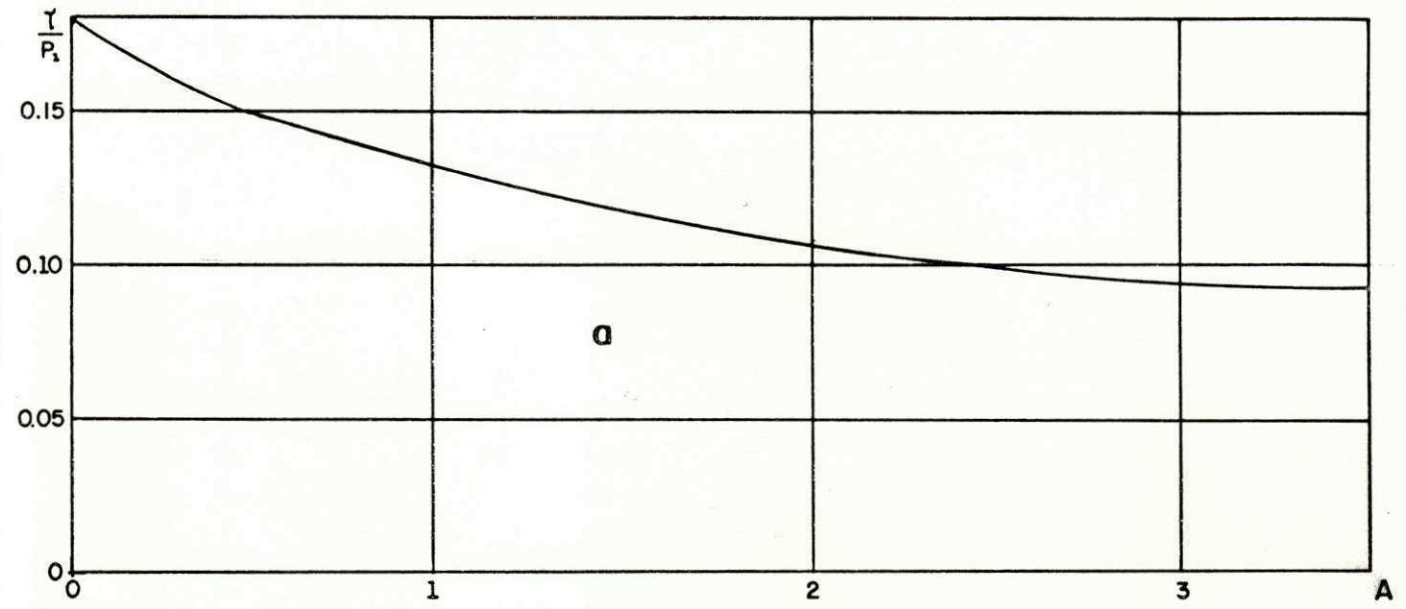


Fig. A 4.2 - Ábacos para o cálculo da largura de bermas de equilíbrio - Caso I (Jakobson, 1948)

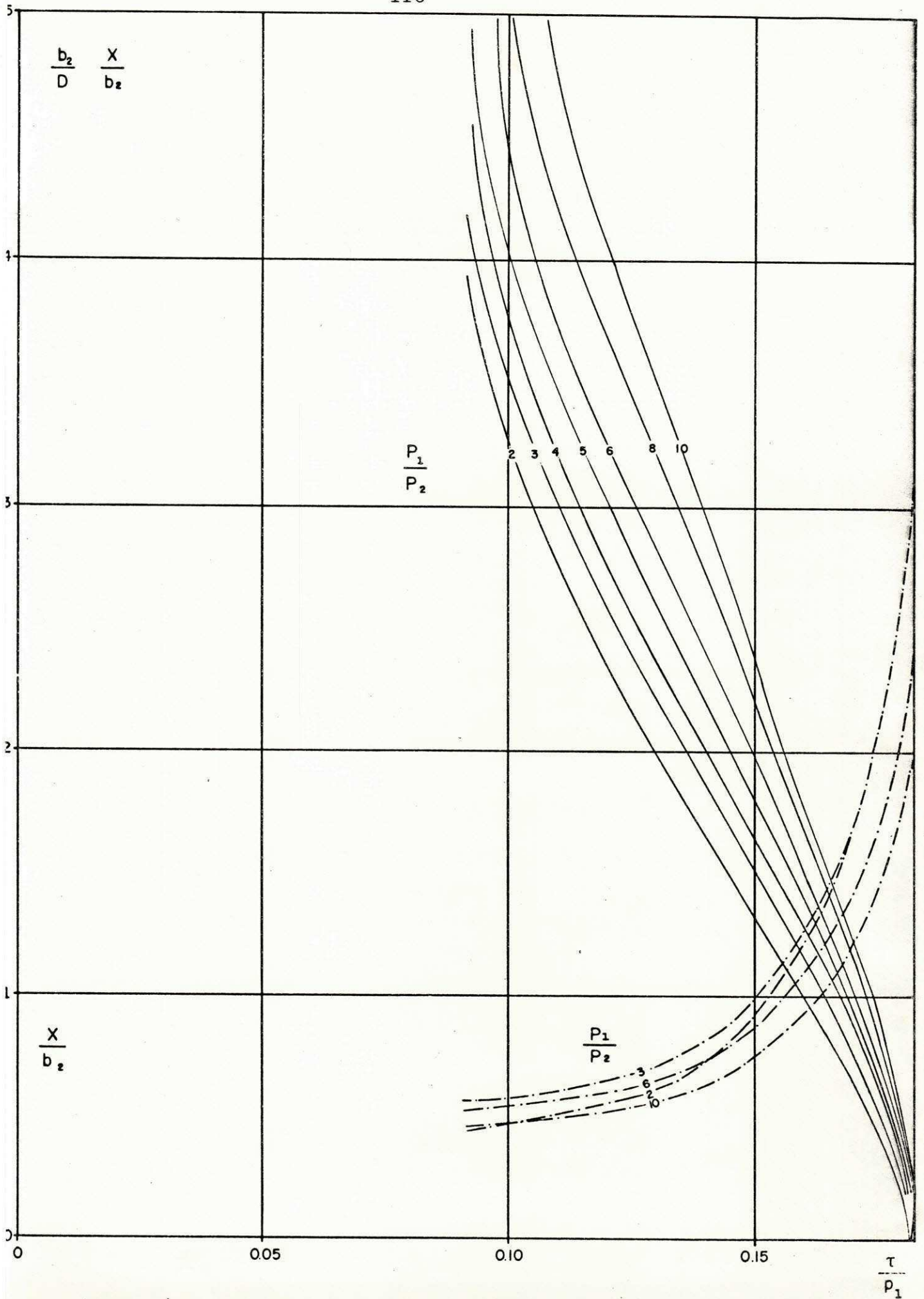


Fig. A 4.3 - Ábaco para o cálculo da largura de bermas de equilíbrio - Caso I (Jakobson, 1948)

Dimensionamento das bermas

$$1) \text{ Cálculo do peso da berma } (P_2): P_2 = P_1 - \frac{\tau}{0.18} \quad (\text{A4.1})$$

$$P_1 = \gamma h_1 - \text{Carregamento do aterro}$$

$$P_2 = \gamma h_2 - \text{Carregamento da berma}$$

$$\tau = \frac{C}{F} - \text{Resistencia do solo (argila) mobilizada ao longo da superfície potencial crítica de ruptura.}$$

γ - Peso específico dos materiais do aterro e da berma.

C - Coesão da argila

F - Fator de segurança tomado para a dimensionamento.

2) Cálculo da largura da berma (b_2)2.1) Momento das forças atuantes (M_a)

$$M_a = p_1 \cdot X \cdot \left(d + \frac{X}{2}\right) + p_2 b_2 \left(d - \frac{b_2}{2}\right) \quad (\text{A4.2})$$

Para encontrar o valor de d que leva ao máximo o M_a , faz-se

$\frac{\partial M_a}{\partial d} = 0$ e daí se obtém:

$$d = \frac{P_2}{P_1} \cdot b_2 \quad (\text{A4.3})$$

2.2) Momento resistente (M_r)

$$M_r = 2 \alpha r^2 \tau_i \quad (\text{A4.4})$$

τ_i - Resistência mobilizada

A condição de equilíbrio estabelece : $M_a = M_r$, ou

$$\tau_i = \frac{1}{2 \alpha r^2} \left[P_1 \cdot X \cdot \left(d + \frac{X}{2}\right) + P_2 b_2 \left(d - \frac{b_2}{2}\right) \right] \quad (\text{A4.5})$$

2.3) Cálculo da largura da berma

Da figura A4.1 e da equação A4.3, pode ser obtida a expressão: $X = \frac{D \operatorname{sen} \alpha}{1 - \operatorname{cos} \alpha} - \frac{P_2 \cdot b_2}{P_1}$ (A4.6)

que introduzida na equação A4.5 chega-se a:

$$\frac{\tau_i}{P_1} = \frac{1}{4} \left[\frac{\text{sen}^2 \alpha}{\alpha} - \frac{\frac{P_1}{P_2} - 1}{\left(\frac{P_1}{P_2}\right)^2} \cdot \left(\frac{b_2}{D}\right) \cdot \frac{(1 - \cos \alpha)^2}{\alpha} \right] \quad (\text{A4.7})$$

Fazendo também:

$$\frac{\frac{P_1}{P_2} - 1}{\left(\frac{P_1}{P_2}\right)^2} \cdot \left(\frac{b_2}{D}\right)^2 = A \quad (\text{A4.8})$$

obtem-se:

$$\frac{\tau_i}{P_1} = \frac{1}{4} \left[\frac{\text{sen}^2 \alpha}{\alpha} - A \cdot \frac{(1 - \cos \alpha)^2}{\alpha} \right] \quad (\text{A4.9})$$

Derivando essa equação em função de α e fazendo $\frac{\partial \tau_i}{\partial \alpha} = 0$, para encontrar o valor de α correspondente à mobilização máxima admissível da resistência (τ), será obtida a expressão:

$$A = \frac{\text{sen } \alpha (2\alpha \cos \alpha - \text{sen } \alpha)}{2\alpha \text{sen } \alpha (1 - \cos \alpha) + \cos \alpha (2 - \cos \alpha) - 1} \quad (\text{A4.10}).$$

Introduzindo esta equação na anterior (A4.9) e tomando-se valores diversos para α , constroi-se uma curva de τ/P_1 em função de A. (Fig. A4.2-a).

Considerando nesse âbaco o valor de τ/P_1 adotado para o dimensionamento pode ser obtido o valor de A que levado à equação A4.8 fornecerá o valor da largura da berma (b_2). Daí poderá também ser construído um âbaco para P_1/P_2 , o qual fornece o valor de b_2/D em função de A. (Fig. A4.2-b).

Para completar a solução é necessário efetuar o cálculo de X. Neste caso (caso I) deve-se ter: $X < b_1$. Ele poderá ser calculado a partir de uma equação obtida de relações geométricas da figura A4.1).

$$X + d = r \cdot \text{sen } \alpha \quad (\text{A4.11})$$

Tanto b_2 como X, podem ser facilmente obtidos através de âbacos de P_1/P_2 , em função de τ/P_1 .

Combinando os âbacos das figuras A4.2(a e B), através das equações A4.8, A4.9 e A4.10, poderá ser construído um âbaco de P_1/P_2 em função de τ/P_1 e de b_2/D . (Fig. A4.3).

A equação A4.6 pode ser posta sob a forma:

$$\frac{X}{b_2} = \frac{D}{b_2} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{1 - \cos \alpha} - \frac{P_2}{P_1} \quad (\text{A4.12})$$

Da equação A4.8 se obtém:

$$\frac{D}{b_2} = \frac{P_2}{P_1} \sqrt{\frac{P_1/P_2 - 1}{A}} \quad (\text{A4.13}), \text{ ou substituído,}$$

$$\frac{X}{b_2} = \frac{P_2}{P_1} \left[\frac{\text{sen } \alpha}{1 - \cos \alpha} \sqrt{\frac{P_1/P_2 - 1}{A}} - 1 \right] \quad (\text{A4.14})$$

Utilizando então as equações A4.9, A4.10 e A4.14 poderá ser obtido um âbaco de P_1/P_2 em função de τ/P_1 e de X/b_2 . Esse âbaco está representando também na figura (A4.3).

A4.5 - Comentários finais

Este método tem sido alvo de críticas, principalmente no que concerne a dois aspectos fundamentais.

Em primeiro lugar, a suposição de carregamentos com forma retangular embora esteja do lado da segurança não corresponde à realidade. Sobre isto, comenta SOUZA PINTO¹ (1974): "A estabilidade de um aterro sobre solos moles está condicionada basicamente aos taludes de aterro".

Como é do conhecimento geral, aterros com inclinações acentuadas dos taludes tendem a ser mais estáveis, abstraídos os demais requisitos indispensáveis.

JAKOBSON considera a camada argilosa dotada de coesão constante mas essa distribuição se aproxima da realidade somente nas argilas fortemente preadensadas. A máxima tensão cisalhante mobilizável (tensão cisalhante de dimensionamento) define a posição da superfície potencial crítica de ruptura. Então, no caso de coesão constante com a profundidade, a posição dessa superfície

(1) SOUZA PINTO, C. de. Taludes sobre solos moles. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5. Anais. São Paulo, 1974. vol. 4 p-342-356.

cie independe do valor da coesão.

DAVIDOVITSCH² (1975) salienta este fato.

SOUZA PINTO¹ (1974), fazendo um estudo da influência da inclinação da superfície do terreno na estabilidade de um aterro construído sobre argila mole, conclui que naquele caso a coesão da camada argilosa poderia ser considerada constante com a profundidade, quando diz: "A coesão é aqui tomada como constante porque no caso de superfícies inclinadas o terreno não é totalmente saturado, havendo um efeito de ressecamento e não ocorrendo um nítido crescimento da coesão com a profundidade".

Esse caso estaria em concordância com a hipótese de JAKOB - SON.

GRAHAM³ (1979), entre outros, comenta que as argilas moles costumam apresentar uma camada superficial intemperizada, cuja resistência é relativamente elevada na superfície e diminui até a uma certa profundidade, onde atinge um valor mínimo. Esse autor afirma que essa crosta intemperizada pode influir sensivelmente na estabilidade dos aterros. (Ver também MEDEIROS⁴, 1973 e ORTIGÃO⁵, 1980). Ele faz referência também ao fenômeno da anisotropia da resistência ao cisalhamento das argilas como fator de significativa influência na análise $\phi = 0$ da estabilidade de aterros sobre argilas moles.

(2) DAVIDOVITSCH, A.D. Análise da estabilidade de aterros finitos e infinitos sobre argila mole. Rio de Janeiro, PUC, 1975. 63p (Tese de Mestrado).

(3) GRAHAM, J. Embankment stability on anisotropic soft clays. Canadian Geotechnical Journal vol. 2(2): 295-308. 1979.

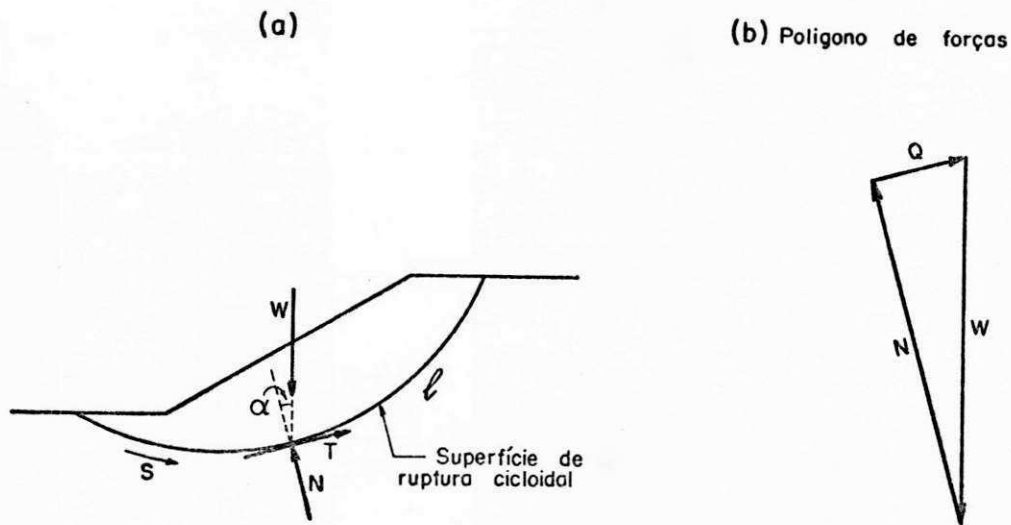
(4) MEDEIROS, L.V. de. Estabilidade de aterros sobre argila mole. Rio de Janeiro, PUC, 1973. 29p (Tese de Mestrado).

(5) RAMALHO ORTIGÃO, J.A. Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, COPPE, 1980. cap. 13 (Tese D.Sc.).

SOUTO SILVEIRA (ver bibliografia citada) comentando a aplicação do método de JAKOBSON para o cálculo de bermas sugere que esse dimensionamento pode ser feito com maior critério pela utilização dos métodos de análise da estabilidade instituídos por FELLENIUS (1927) e por BISHOP (1955). Esta é também a opinião do autor (ver capítulo VI deste trabalho).

Como se pode entender do que foi apresentado, o método em questão é considerado como sendo pouco preciso. Apesar disso, ele tem sido exaustivamente utilizado na prática, pelo fato de não se ter, na maioria dos casos, bem caracterizada a variação da resistência não drenada dos depósitos de argila mole.

Este método pode ser utilizado como auxiliar de outros métodos mais precisos da análise da estabilidade de taludes.



$$Q = W \cdot \text{sen } \alpha - S \cdot l \quad - \text{Equação de COLLIN (3.1)}$$

$$S = \frac{W \cdot \text{sen } \alpha}{l} \quad - \text{Equação proposta por WRIGHT (3.2)}$$

Q - Força necessária ao equilíbrio do talude.

W - Peso da massa potencial de deslizamento.

T - Força cisalhante ao longo do arco l , necessária ao equilíbrio ($T = S \cdot l$).

S - Resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de l (Parcela da resistência não drenada).

S_u - Resistência não drenada do solo.

l - Comprimento do arco cicloidal.

Fator de segurança:

$$F = \frac{S_u}{S} \quad - \quad (3.3).$$

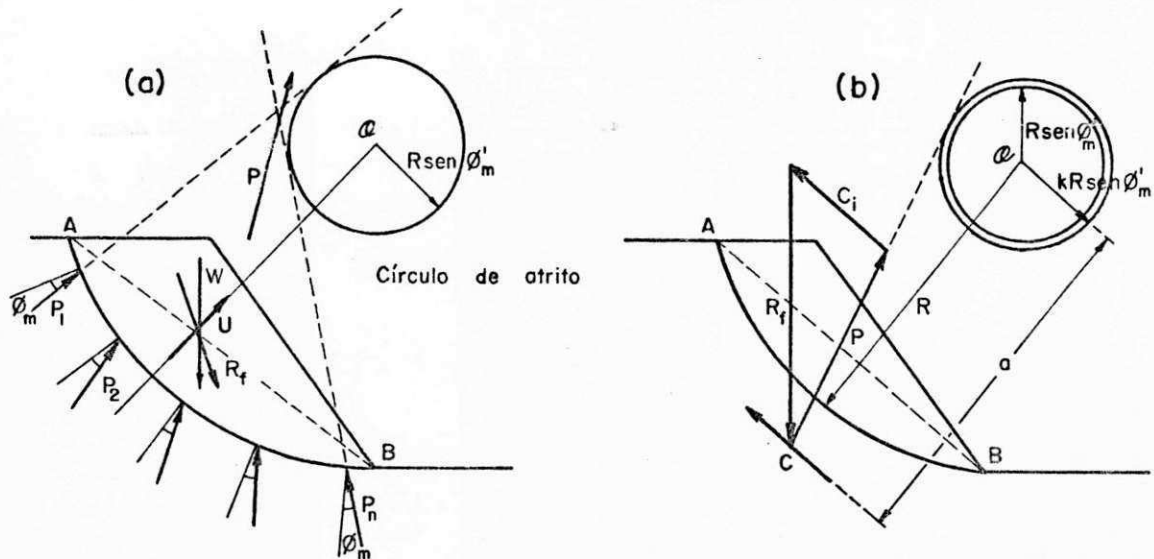
Figura 3.4 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de um talude no método de COLLIN.

3.7.3 - Método do círculo de atrito ou método de TAYLOR

Este método foi instituído por G.GILBOY e A.CASAGRANDE e posteriormente desenvolvido por TAYLOR (1937). A idéia sobre a utilização do *círculo de atrito* havia surgido antes e é devida a KREY (1936), quem usou esse princípio em outros tipos de análise (TAYLOR, 1937).

A hipótese fundamental do método é que a resultante (p_i) da força normal com a força de atrito, em cada ponto da superfície de ruptura, tem uma linha de ação que deverá ser tangente a um círculo denominado de *círculo de atrito* (Fig. 3.5-a).

A tensão normal em um ponto qualquer da superfície de ruptura passa pelo centro do círculo de atrito que é também o centro de rotação da massa potencial de deslizamento. A tensão cisalhante necessária ao equilíbrio, nesse ponto, deverá ser neutralizada por duas parcelas de forças, uma correspondente à mobilização da coesão, cuja resultante é paralela à corda do arco de ruptura (Fig. 3.5-b) e outra que corresponde à mobilização do atrito.



- W - Peso do bloco deslizante hipotético.
- U - Resultante das poro-pressões.
- R_f - Resultante de U e de W, ($\vec{R}_f = \vec{U} + \vec{W}$).
- P_i - Resultante da força de atrito com a força normal, ($\vec{p}_i = \vec{f}_a + \vec{N}$), tangente ao círculo de atrito (círculo de raio $R \cdot \text{sen } \phi'_m$).
- P - Resultante das forças p_i ($\vec{P} = \Sigma \vec{p}_i$), tangente ao círculo de raio $K \cdot R \cdot \text{sen } \phi'_m$.
- L - Comprimento do arco AB.
- L_1 - Comprimento da corda AB.
- C - Força resistente total ($C = c' \cdot L_1$), paralela à corda AB.
- R - Raio do círculo de ruptura.
- a - Distância entre a resultante C e o centro comum (o) dos círculos concêntricos.

Figura 3.5 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de um talude no método do círculo de atrito.

De acordo com a hipótese fundamental, considerando-se um arco elementar da superfície de ruptura, a resultante p_i será tangente ao círculo de raio $R \cdot \sin \phi_m$ e além disso ela forma um ângulo ϕ_m com a normal nesse ponto (Fig. 3.5-a). A resultante P das forças p_i terá sua linha de ação tangente a um círculo de raio $K \cdot R \cdot \sin \phi_m$ (Fig. 3.5-b), onde K é um coeficiente que é função do ângulo central da superfície de ruptura e da distribuição das tensões normais ao longo dessa superfície (TAYLOR, 1963).

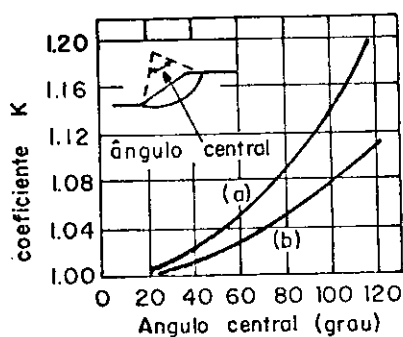


FIG. 3.6 - Valores do coeficiente K .

Na Figura 3.6 a curva (a) representa uma distribuição das forças p_i com intensidade constante ao longo da superfície de ruptura. A curva (b) representa uma distribuição sinusoidal dessas forças, com valores nulos nas extremidades da mesma superfície (TAYLOR, 1937 e 1963).

TAYLOR desenvolveu um processo analítico para uso deste método. Ele utiliza como definição do fator de segurança de um talude a relação entre a coesão do solo e a *coesão crítica* (coesão mobilizada ao longo da superfície potencial crítica de ruptura). O uso desta relação veio permitir que a solução matemática se tornasse bem mais simples do que quando se utiliza a expressão do fator de segurança envolvendo a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante necessária ao equilíbrio (fator de segurança verdadeiro).

No desenvolvimento da solução analítica TAYLOR introduziu também um fator (N) adimensional definido pela relação $N = c/F\gamma H$, onde F é o coeficiente de segurança do talude, relativo à coesão do solo e C é essa coesão. Esse fator, denominado por TAYLOR de *número de estabilidade* veio simplificar sobremaneira a análise, possibilitando a obtenção de uma solução geral de qualquer talude, para todos os ângulos de atrito internos dos solos e para diferentes alturas, de tal forma que uma vez determinado o seu valor crítico não mais será necessária a análise de cada caso individual. Esta solução sob a forma de *ábacos* é até hoje muito utilizada, principalmente para análises de estabilidade em fase de anteprojeto (Figs. 3.7 e 3.8).

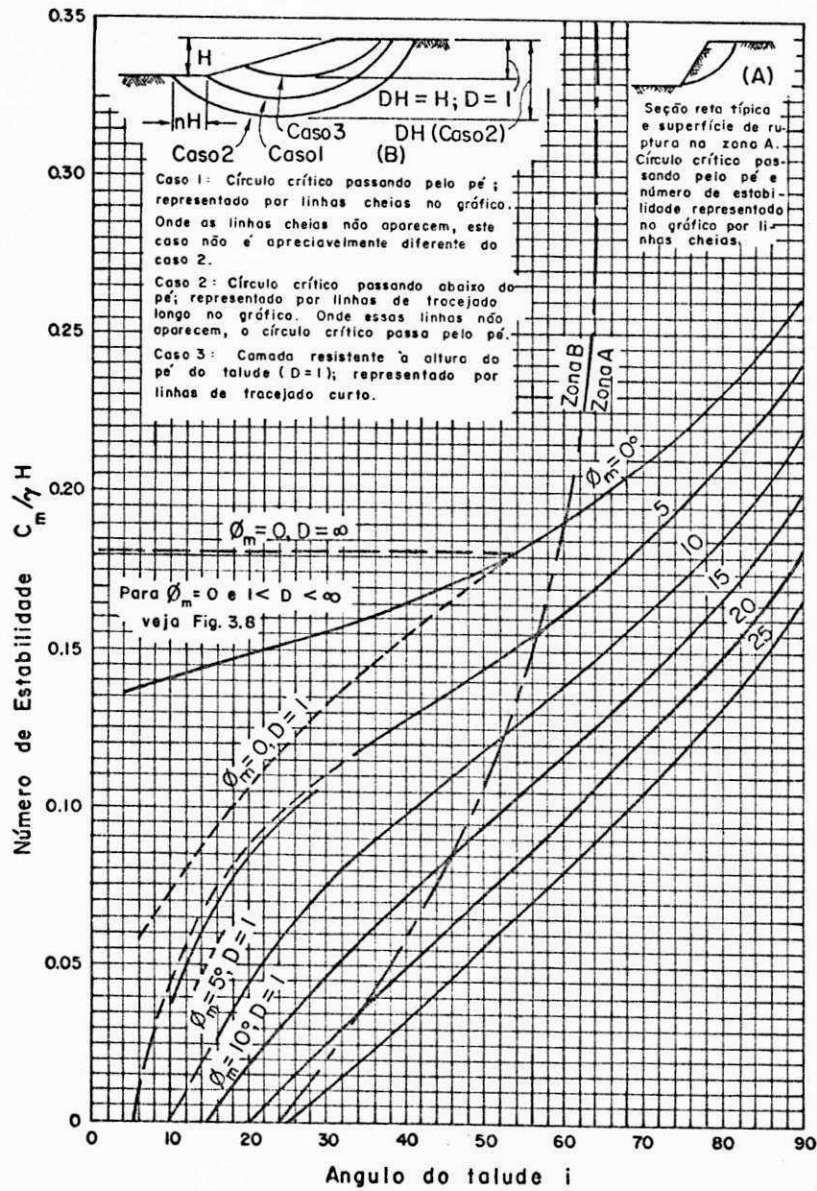


Fig. 3.7 - GRÁFICO DE NÚMERO DE ESTABILIDADE (TAYLOR)

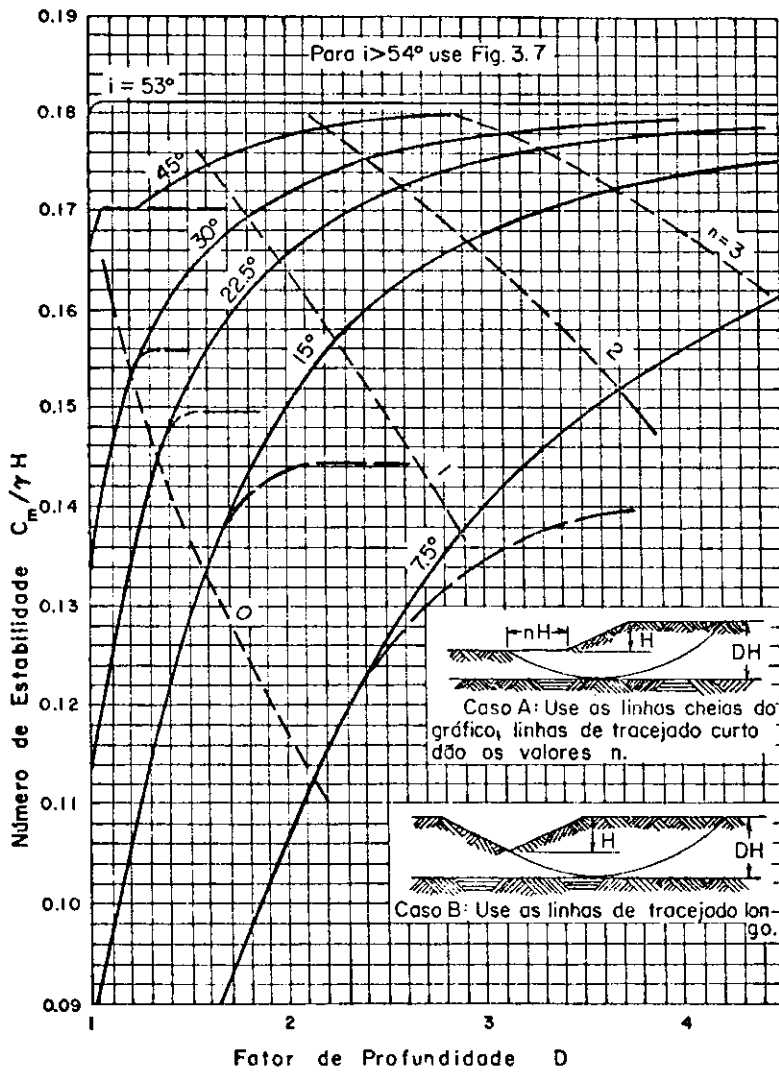


Fig. 3.8 - GRÁFICO DE NÚMEROS DE ESTABILIDADE PARA CASO DE $\phi = 0$, E PROFUNDIDADE LIMITADA (TAYLOR)

TAYLOR mostra ainda como devem ser considerados os casos de taludes submersos, taludes sujeitos a rebaixamento rápido do nível d'água, taludes submetidos a percolação estacionária e daqueles com força de pressão neutra resultante nula.

Este método aplica-se a taludes homogêneos, com superfície de ruptura circular. Ele goza de aceitação razoável.

WRIGHT (1969) fez um estudo exaustivo deste método e constatou que o fator de segurança calculado através dele apresenta sempre um valor inferior ao real. Em casos extremos pode-se chegar a diferenças da ordem de até 18%.

A Figura 3.9 mostra como se determina graficamente, pelo processo de TAYLOR, o fator de segurança (F) de um talude.

Determinação gráfica do fator de segurança

Determina-se em primeiro lugar a resultante R_f (Fig. 3.5-b).

Arbitra-se um valor ϕ_m e determina-se o valor de K na Figura 3.6.

Determina-se c_i através do polígono de forças traçado a partir de R_f e das direções de P e de C (Fig. 3.5-b).

Calculam-se em seguida os coeficientes de segurança relativos ao atrito e à coesão ($F\phi_1$ e Fc_1), utilizando as relações 3.4 e 3.5.

Repete-se o processo para outros valores de ϕ_m e obtêm-se novos pares de valores para $F\phi$ e Fc .

Plotando-se os valores calculados em um gráfico como o da Figura 3.9, o ponto de encontro da curva traçada pelos pontos plotados com a bissetriz dos eixos ortogonais dará o valor de F que satisfaz à relação 3.6.

$$F\phi_1 = \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \phi_{d1}}, \quad F\phi_2 = \frac{\text{tg } \phi'}{\text{tg } \phi_{d2}}, \quad \text{etc.} \quad 3.4$$

$$Fc_1 = \frac{c'}{c_{d1}}, \quad Fc_2 = \frac{c'}{c_{d2}}, \quad \text{etc.} \quad 3.5$$

$$F = F_c = F\phi \quad 3.6$$

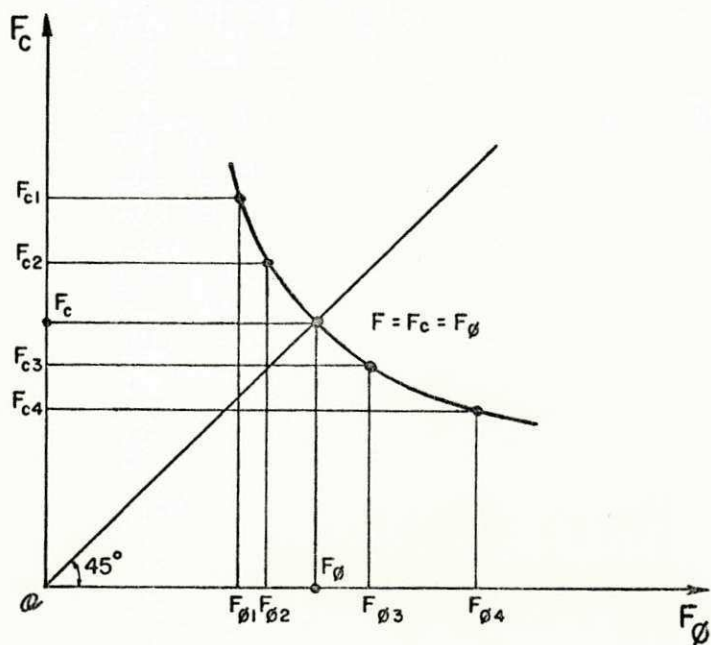


Figura 3.9 - Determinação do fator de segurança pelo processo gráfico (TAYLOR, 1963).

3.7.4 - Método da espiral logarítmica

Este método foi instituído por RENDULIC (1935). O objetivo do autor foi conseguir uma forma idealizada para a superfície de ruptura que fosse capaz de atender ao equilíbrio estático da massa potencial de deslizamento, sem a necessidade de hipóteses adicionais (TAYLOR, 1937).

A hipótese fundamental do método é que a superfície de ruptura é uma espiral logarítmica. Essa curva tem uma propriedade notável, a de que em qualquer de seus pontos o raio vetor forma um ângulo constante com a normal nesse ponto. Esse ângulo é considerado com um valor igual ao do atrito mobilizado do solo. (Fig. 3.10).

Em virtude dessa hipótese a somatória dos momentos decorrentes das forças p_i (resultantes da força normal e da força de atrito em cada ponto da superfície de ruptura) é nula e somente o peso da massa deslizante e a força proveniente da coesão do solo, ao longo da superfície potencial de ruptura, são considerados para o equilíbrio na análise. Fazendo-se o equilíbrio de momentos dessas forças em torno do centro de rotação da massa potencial de deslizamento obtém-se o valor da coesão mobilizada necessária ao equilíbrio, ao longo daquela superfície (eq. 3.8). Para várias superfícies escolhidas determina-se essa mobilização até se definir a superfície potencial crítica.

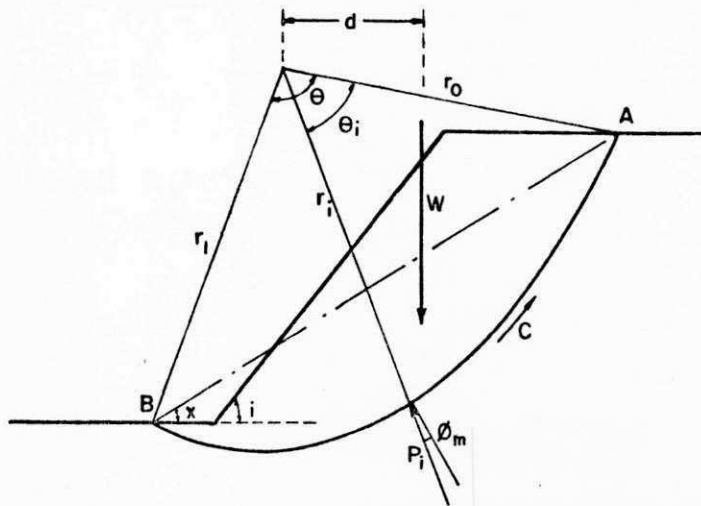


Figura 3.10 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio de um talude no método da espiral logarítmica.

r_i - raio calculado pela expressão (3.7).

r_o - raio de referência ($\theta = 0$).

θ_i - ângulo entre r_o e r_i .

ϕ_m - ângulo de atrito mobilizado, primeiro valor arbitrado.

P_i - resultante da força normal e da força de atrito num ponto qualquer da curva.

Equação da espiral logarítmica:

$$r_i = r_o \cdot e^{\theta_i \cdot \text{tg } \phi_m} \quad (3.7)$$

Equação do equilíbrio de momentos em torno do centro de rotação (θ):

$$W \cdot d = \frac{C_m}{2 \text{tg } \phi_m} (r_i^2 - r_o^2) \quad (3.8)$$

Fator de segurança:

$$F = \frac{C}{C_m} = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_m} \quad (3.9)$$

No caso de análise $\phi = 0$ a equação da espiral toma a forma da equação da circunferência e o problema recai na análise da superfície circular de ruptura.

WRIGHT (1969) diz que devido a um valor de ϕ_m (atrito mobilizado) ser arbitrado para a definição da superfície de ruptura, o valor encontrado para a coesão mobilizada do solo pode acarretar um fator de segurança diferente daquele correspondente ao ângulo de atrito. A fim de evitar essa possibilidade deverão ser efetuadas iterações nos cálculos (como no método do círculo de atrito) até que seja encontrado um valor único para os fatores de segurança relativos a estes dois parâmetros (eq.3.9).

TAYLOR (1937) constatou que uma análise gráfica efetuada através deste método requer cerca de duas vezes o tempo necessário à mesma pelo método do círculo de atrito. Quanto aos fatores de segurança ele encontrou resultados praticamente idênticos, quando calculados através destes dois métodos, como pode ser visto na Tabela 3.1.

CHEN (1975) elaborou também ábacos e tabelas para o cálculo dos números de estabilidade (Ver as Figuras 3.11 e 3.12 e a Tabela 3.2).

Comparações entre números de estabilidade calculados por este autor, são encontradas também na Tabela 3.3.

| i (graus) | \emptyset (graus) | Círculo de atrito | | | Espiral logarítmica | | | Diferença (%) |
|--------------|------------------------|-------------------|-------------------------------|-----------------------|---------------------|-------------------------------|-----------------------|------------------|
| | | Ângulo x | Ângulo central θ | $\frac{C}{F\gamma H}$ | Ângulo x | Ângulo central θ | $\frac{C}{F\gamma H}$ | |
| 90 | 25 | 60 | 22 | .1659 | 61 | 22 | .1651 | 0.48 |
| 60 | 25 | 50 | 60 | .0788 | 49 | 58 | .0784 | 0.51 |
| 30 | 25 | 29 | 50 | .0089 | 29 | 40 | .0083 | 6.74 |
| 60 | 15 | 44 | 63 | .1160 | 44 | 60 | .1159 | 0.09 |
| 90 | 5 | 50 | 28 | .2386 | 50 | 29 | .2387 | 0.04 |
| 60 | 5 | 38.5 | 69 | .1624 | 39 | 69 | .1624 | 0.00 |
| 15 | 5 | (12.5) | (94) | (.0682) | (13) | (88) | (.0681) | 0.15 |
| 15* | 5 | 11 | 95 | .0695 | 11.7 | 92 | .0696 | 0.14 |

* Superfície de ruptura passando abaixo do pé.

TABELA 3.1. Comparação dos números de estabilidade calculados pelos métodos do círculo de atrito e da espiral logarítmica (TAYLOR, 1937).

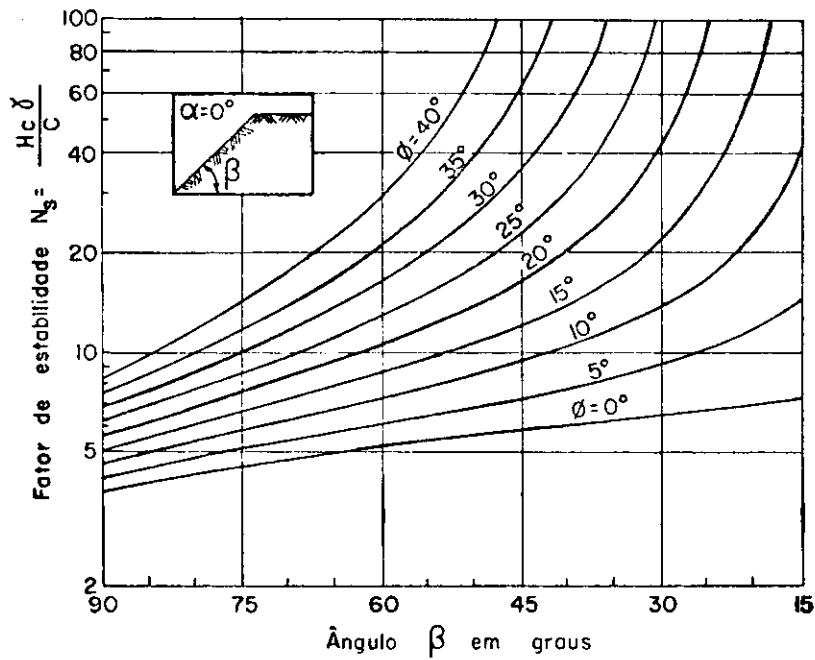


Figura 3.11 - Fatores de estabilidade (N_s) calculados em função de β e de ϕ , para superfícies de ruptura passando pelo pé do talude (CHEN, 1975).

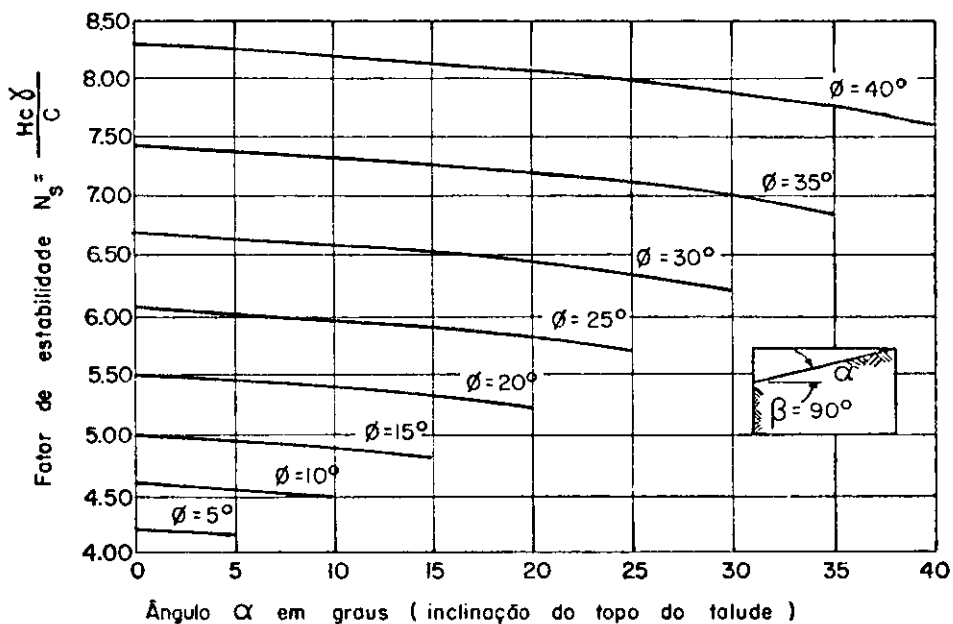


Figura 3.12 - Fatores de estabilidade (N_s) em função do ângulo α , para superfície de ruptura passando pelo pé do talude (CHEN, 1975).

| θ° | α° | β° | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|----------------|---------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | | 90 | 85 | 80 | 75 | 70 | 65 | 60 | 55 | 50 | 45 | 40 | 35 | 30 | 25 | 20 | 15 |
| 0 | 0 | 3.83 | 4.08 | 4.33 | 4.56 | 4.80 | 5.03 | 5.25 | 5.46 | 5.52 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 | 5.53 |
| 5 | 0 | 4.19 | 4.50 | 4.82 | 5.14 | 5.47 | 5.81 | 6.16 | 6.53 | 6.92 | 7.35 | 7.84 | 8.41 | 9.13 | 10.02 | 11.46 | 14.38 |
| | 5 | 4.14 | 4.44 | 4.74 | 5.05 | 5.37 | 5.69 | 6.03 | 6.38 | 6.76 | 7.18 | 7.64 | 8.19 | 8.83 | 9.65 | 10.99 | 13.71 |
| 10 | 0 | 4.58 | 4.97 | 5.37 | 5.80 | 6.25 | 6.73 | 7.26 | 7.84 | 8.51 | 9.31 | 10.30 | 11.61 | 18.50 | 16.64 | 23.14 | 45.49 |
| | 5 | 4.53 | 4.91 | 5.30 | 5.71 | 6.15 | 6.63 | 7.14 | 7.72 | 8.38 | 9.16 | 10.13 | 11.13 | 13.28 | 16.37 | 22.79 | 44.95 |
| | 10 | 4.47 | 4.83 | 5.21 | 5.61 | 6.03 | 6.48 | 6.99 | 7.54 | 8.18 | 8.93 | 9.87 | 11.11 | 12.89 | 15.84 | 21.96 | 42.90 |
| 15 | 0 | 5.02 | 5.50 | 6.01 | 6.57 | 7.18 | 7.85 | 8.63 | 9.54 | 10.64 | 12.05 | 13.97 | 16.83 | 21.69 | 32.11 | 69.40 | |
| | 5 | 4.97 | 5.44 | 5.94 | 6.49 | 7.08 | 7.75 | 8.52 | 9.42 | 10.51 | 11.91 | 13.82 | 16.65 | 21.48 | 31.85 | 69.05 | |
| | 10 | 4.91 | 5.36 | 5.85 | 6.38 | 6.97 | 7.63 | 8.38 | 9.26 | 10.34 | 11.72 | 13.59 | 16.38 | 21.14 | 31.38 | 68.26 | |
| | 15 | 4.83 | 5.27 | 5.74 | 6.26 | 6.82 | 7.46 | 8.19 | 9.04 | 10.09 | 11.42 | 13.23 | 15.92 | 20.49 | 30.25 | 65.17 | |
| 20 | 0 | 5.50 | 6.10 | 6.75 | 7.48 | 8.30 | 9.25 | 10.39 | 11.80 | 13.63 | 16.16 | 19.99 | 26.66 | 41.22 | 94.63 | | |
| | 5 | 5.46 | 6.04 | 6.68 | 7.40 | 8.21 | 9.16 | 10.28 | 11.69 | 13.51 | 16.03 | 19.85 | 26.48 | 41.02 | 94.38 | | |
| | 10 | 5.40 | 5.97 | 6.60 | 7.30 | 8.10 | 9.04 | 10.16 | 11.54 | 13.35 | 15.85 | 19.64 | 26.23 | 40.69 | 93.78 | | |
| | 15 | 5.33 | 5.88 | 6.50 | 7.18 | 7.97 | 8.89 | 9.98 | 11.35 | 13.12 | 15.58 | 19.32 | 25.82 | 40.09 | 92.90 | | |
| | 20 | 5.24 | 5.77 | 6.37 | 7.03 | 7.79 | 8.68 | 9.74 | 11.07 | 12.79 | 15.17 | 18.77 | 25.01 | 38.64 | 88.63 | | |
| 25 | 0 | 6.06 | 6.79 | 7.62 | 8.58 | 9.70 | 11.05 | 12.74 | 14.97 | 18.10 | 22.90 | 31.33 | 50.06 | 119.93 | | | |
| | 5 | 6.01 | 6.73 | 7.56 | 8.50 | 9.61 | 10.96 | 12.64 | 14.86 | 17.98 | 22.77 | 31.19 | 49.89 | 119.70 | | | |
| | 10 | 5.95 | 6.67 | 7.48 | 8.41 | 9.51 | 10.84 | 12.52 | 14.73 | 17.83 | 22.60 | 30.99 | 49.63 | 119.35 | | | |
| | 15 | 5.89 | 6.58 | 7.38 | 8.30 | 9.38 | 10.70 | 12.36 | 14.55 | 17.62 | 22.35 | 30.69 | 49.23 | 118.79 | | | |
| | 20 | 5.80 | 6.48 | 7.26 | 8.16 | 9.22 | 10.51 | 12.14 | 14.30 | 17.33 | 21.98 | 30.20 | 48.50 | 117.43 | | | |
| | 25 | 5.70 | 6.35 | 7.10 | 7.97 | 9.00 | 10.26 | 11.84 | 13.92 | 16.85 | 21.35 | 29.24 | 46.76 | 112.07 | | | |
| 30 | 0 | 6.69 | 7.61 | 8.67 | 9.94 | 11.48 | 13.44 | 16.04 | 19.71 | 25.41 | 35.54 | 58.27 | 144.20 | | | | |
| | 5 | 6.64 | 7.55 | 8.61 | 9.86 | 11.40 | 13.35 | 15.94 | 19.61 | 25.29 | 35.41 | 58.13 | 144.01 | | | | |
| | 10 | 6.59 | 7.48 | 8.53 | 9.77 | 11.30 | 13.24 | 15.82 | 19.48 | 25.15 | 35.25 | 57.92 | 143.74 | | | | |
| | 15 | 6.52 | 7.40 | 8.44 | 9.67 | 11.18 | 13.10 | 15.67 | 19.31 | 24.96 | 35.01 | 57.63 | 143.31 | | | | |
| | 20 | 6.44 | 7.31 | 8.32 | 9.54 | 11.03 | 12.93 | 15.47 | 19.08 | 24.68 | 34.67 | 57.16 | 142.54 | | | | |
| | 25 | 6.35 | 7.19 | 8.18 | 9.37 | 10.83 | 12.70 | 15.20 | 18.74 | 24.27 | 34.11 | 56.30 | 140.54 | | | | |
| | 30 | 6.22 | 7.04 | 7.99 | 9.14 | 10.56 | 12.37 | 14.78 | 18.22 | 23.54 | 33.01 | 54.25 | 134.52 | | | | |
| 35 | 0 | 7.42 | 8.58 | 9.97 | 11.68 | 13.86 | 16.77 | 20.94 | 27.45 | 39.11 | 65.52 | 166.38 | | | | | |
| | 5 | 7.38 | 8.52 | 9.90 | 11.60 | 13.77 | 16.68 | 20.84 | 27.34 | 39.00 | 65.39 | 166.22 | | | | | |
| | 10 | 7.32 | 8.46 | 9.82 | 11.51 | 13.68 | 16.58 | 20.73 | 27.22 | 38.85 | 65.22 | 166.00 | | | | | |
| | 15 | 7.26 | 8.38 | 9.73 | 11.41 | 13.56 | 16.44 | 20.58 | 27.05 | 38.66 | 64.70 | 165.72 | | | | | |
| | 20 | 7.19 | 8.29 | 9.63 | 11.29 | 13.42 | 16.29 | 20.40 | 26.84 | 38.40 | 64.65 | 165.19 | | | | | |
| | 25 | 7.10 | 8.18 | 9.49 | 11.13 | 13.23 | 16.07 | 20.14 | 26.53 | 38.02 | 64.12 | 164.30 | | | | | |
| | 30 | 6.99 | 8.04 | 9.33 | 10.93 | 12.99 | 15.78 | 19.78 | 25.27 | 36.15 | 60.80 | 154.98 | | | | | |
| | 35 | 6.84 | 7.86 | 9.10 | 10.64 | 12.64 | 15.34 | 19.21 | 25.27 | 36.15 | 60.80 | 154.98 | | | | | |
| 40 | 0 | 8.29 | 9.77 | 11.61 | 13.97 | 17.15 | 21.72 | 28.91 | 41.89 | 71.49 | 185.49 | | | | | | |
| | 5 | 8.24 | 9.71 | 11.54 | 13.89 | 17.09 | 21.63 | 28.82 | 41.78 | 71.37 | 185.35 | | | | | | |
| | 10 | 8.19 | 9.65 | 11.46 | 13.81 | 16.97 | 21.53 | 28.71 | 41.66 | 71.23 | 185.17 | | | | | | |
| | 15 | 8.13 | 9.57 | 11.38 | 13.71 | 16.86 | 21.40 | 28.57 | 41.51 | 71.04 | 184.93 | | | | | | |
| | 20 | 8.06 | 9.49 | 11.27 | 13.59 | 16.72 | 21.25 | 28.39 | 41.29 | 70.78 | 184.57 | | | | | | |
| | 25 | 7.98 | 9.38 | 11.15 | 13.44 | 16.55 | 21.05 | 28.15 | 41.00 | 70.41 | 184.04 | | | | | | |
| | 30 | 7.87 | 9.25 | 10.99 | 13.25 | 16.33 | 20.78 | 27.82 | 40.58 | 69.81 | 183.01 | | | | | | |
| | 35 | 7.74 | 9.09 | 10.78 | 13.00 | 16.02 | 20.39 | 27.32 | 39.88 | 68.73 | 180.81 | | | | | | |
| | 40 | 7.56 | 8.86 | 10.50 | 12.64 | 15.55 | 19.77 | 26.45 | 38.53 | 66.12 | 172.51 | | | | | | |

TABELA 3.2. Fatores de estabilidade $N_s = \frac{HcY}{C}$ calculados pelo princípio da análise limite, para superfície de ruptura em forma de espiral logarítmica, passando pelo pé do talude (CHEN, 1975).

| β (graus) | ϕ (graus) | Equilíbrio limite | | | | Análise limite |
|--------------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------|---------------------|---------------------|
| | | Culmann | Fatias | Círculo de atrito | Espiral logarítmica | Espiral logarítmica |
| 90 | 0 | 4.00 | 3.83 | 3.83 | 3.83 | 3.83 |
| | 5 | 4.37 | 4.19 | 4.19 | 4.19 | 4.19 |
| | 15 | 5.21 | 5.02 | 5.02 | | 5.02 |
| | 25 | 6.29 | 6.06 | 6.06 | 6.06 | 6.06 |
| 75 | 0 | 5.21 | 4.57 | 4.57 | 4.57 | 4.56 |
| | 5 | 5.85 | 5.13 | 5.13 | | 5.14 |
| | 15 | 7.46 | 6.49 | 6.52 | | 6.57 |
| | 25 | 9.80 | 8.48 | 8.54 | | 8.58 |
| 60 | 0 | 6.94 | 5.24 | 5.24 | 5.24 | 5.25 |
| | 5 | 8.06 | 6.06 | 6.18 | 6.18 | 6.16 |
| | 15 | 11.36 | 8.33 | 8.63 | 8.63 | 8.63 |
| | 25 | 17.24 | 12.20 | 12.65 | 12.82 | 12.74 |
| 45 | 0 | 9.62 | 5.88 | 5.88* | 5.88* | 5.53* |
| | 5 | 12.05 | 7.09 | 7.36 | | 7.35 |
| | 15 | 20.41 | 11.77 | 12.04 | | 12.05 |
| | 25 | 43.48 | 20.83 | 22.73 | | 22.90 |
| 30 | 0 | 14.93 | 6.41* | 6.41* | 6.41* | 5.53* |
| | 5 | 21.28 | 8.77* | 9.09* | | 9.13* |
| | 15 | 55.56 | 20.84 | 21.74 | | 21.69 |
| | 25 | 500.00 | 83.34 | 111.1 | 125.0 | 119.93 |
| 15 | 0 | 30.30 | 6.90* | 6.90* | 6.90* | 5.53* |
| | 5 | 66.67 | 13.89* | 14.71* | 14.71* | 14.38* |
| | 10 | 250.00 | | 43.62 | | 45.49 |

* Superfície crítica de ruptura passando sob o pé do talude.

TABELA 3.3. Comparação entre os números de estabilidade ($N_s = Hc\gamma/C$) calculados pelos métodos do equilíbrio limite e da análise limite, para taludes com topo horizontal ($\alpha = 0^\circ$) (CHEN, 1975).

Taludes submersos e aqueles com percolação estacionária são tratados da mesma forma como sugerida por TAYLOR.

A aplicação deste método a casos de taludes em solos heterogêneos é muito limitada entre técnicos brasileiros.

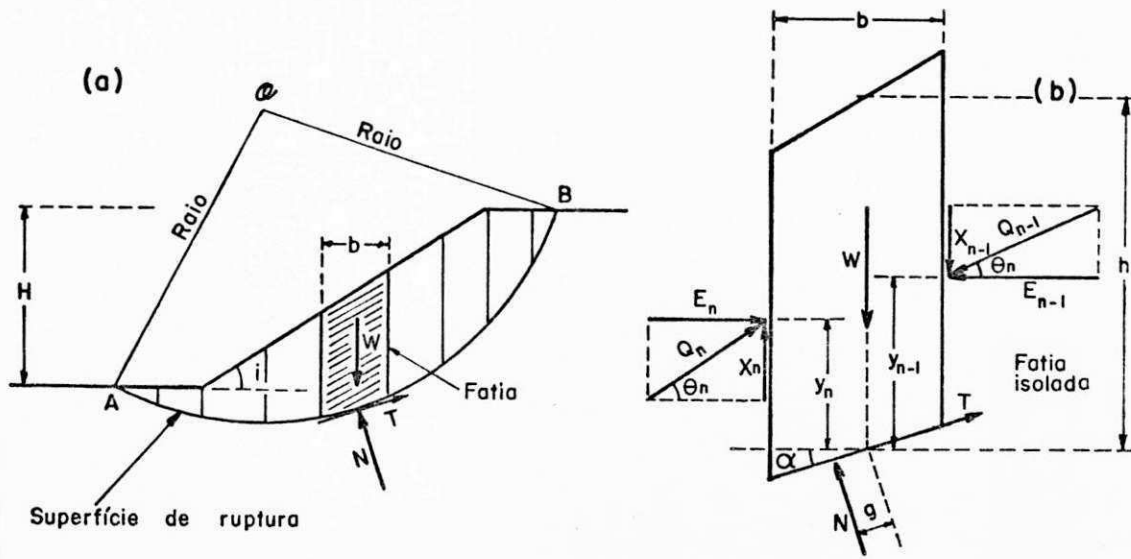
3.8 - Métodos que consideram fatias

3.8.1 - Introdução

São métodos de análise da estabilidade que consideram a massa eventual de deslizamento como estando dividida em fatias verticais, sendo que o equilíbrio do sistema é estabelecido em função de cada fatia pela aplicação das equações de equilíbrio sobre elas (Fig. 3.13 a e b).

Nos maciços homogêneos a análise da estabilidade de um talude pode ser realizada satisfatoriamente considerando-se a massa deslizante como um todo. Entretanto, tratando-se de taludes heterogêneos, a distribuição das tensões ao longo da superfície de ruptura já não pode ser encarada como no caso anterior, requerendo considerações mais minuciosas. O conhecimento de que as tensões normais em um ponto qualquer da superfície de ruptura são influenciadas principalmente pelo peso da coluna de solo sobrejacente constituiu motivo de preocupação para os primeiros pesquisadores desse campo e daí surgiram os argumentos para a criação do *método das fatias* (LAMBE, 1969).

Todavia, dividindo-se a massa eventual de deslizamento em fatias o problema da determinação da distribuição das tensões normais à superfície de ruptura fica estaticamente indeterminado porque envolve maior número de incógnitas do que o de equações, para satisfazer ao equilíbrio total. Os Quadros 3.2 devido a LAMBE (1969) e 3.3 elaborado por WRIGHT (1969) ilustram o que acaba de ser dito.



- W - Peso da fatia
- N - Força normal à base da fatia
- E - Força horizontal nas laterais de uma fatia
- X - Força de cisalhamento entre fatias
- Q - Resultante das forças laterais
- θ - Ângulo de inclinação da resultante R
- y - Ordenadas das forças E
- T - Força de coesão do solo
- g - Distância de N ao centro da fatia
- b - Largura da fatia

Figura 3.13 - a) Fatias verticais hipotéticas. b) Forças atuantes numa fatia isolada.

| EQUAÇÕES | INCÓGNITAS |
|--|---|
| n Resultante das forças verticais para cada fatia. | n Resultante normal (N) à base de cada fatia. |
| n Resultante das forças horizontais para cada fatia. | n Coordenadas da resultante normal (N) à base de cada fatia em relação ao centro desta. |
| n Momentos para cada fatia. | n-1 Resultante (Q) dos esforços laterais para cada fatia. |
| 3 n equações | n-1 Ângulo de inclinação das resultantes Q para cada fatia. |
| | n-1 Coordenadas dos pontos de aplicação das resultantes Q. |
| | 1 Fator de segurança. |
| | 5 n - 2 incógnitas |

QUADRO 3.2. Equações e incógnitas representativas do equilíbrio total de uma fatia (LAMBE, 1969).

INCÓGNITAS

| PROCESSO DE ANÁLISE | Para equilíbrio de forças | | Para equilíbrio de momento | | TOTAL | | Para equilíbrio de forças | | | | Para equilíbrio de momento | | TOTAL | | | | |
|-------------------------------------|---|--------------------|---|--|--------------------|-------------|---|--------|----------------------------------|--------|----------------------------|------------------|-------|--------------------|------------------|-------|--------------------|
| | Forças normais entre fatias a base da fatia | | Forças cisalhantes ou resultantes das forças laterais | | Fator de segurança | | Ponto de ação da força normal a base da fatia | | de resultante de forças laterais | | Geral | | | Faixas Individuais | | | |
| | Forças normais | Forças cisalhantes | Forças entre fatias | Forças resultantes das forças laterais | Forças | Inclinações | Forças | Forças | Forças | Forças | Força vertical | Força horizontal | | Força vertical | Força horizontal | Geral | Faixas Individuais |
| Análise $\theta = 0$ | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Espiral logarítmica | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Cullman | 1 | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Taylor | 1 | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Frolich | 1 | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Bell | 1 | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Fellenius | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Petterson | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Fellenius gráfico rigoroso* | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Baedecheider | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Bishop modificado | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Bishop rigoroso* | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Nonveiller* | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Spencer | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Morgenstern e Price* | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Janbu et al. Forças laterais horis. | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Love e Karafiath | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Corps of Eng. - Suco modificado | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Janbu - fatias generalizado (CPS)* | n | n-1 | n-1 | n-1 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Seed e Sultan | 2 | 1 | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 | - | 2 |
| Corps of Eng. bloco deslizante | 3 | 2 | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 3 | - | 3 |

QUADRO 3.3. - Equações e incógnitas necessárias ao equilíbrio nos métodos de análise da estabilidade (WRIGHT, 1969).

n - Número de fatias.
 * - Significa que existe mais de uma solução, dependendo das hipóteses empregadas pelo usuário.
 Notas:
 1) - A distribuição das tensões normais é assumida em termos de duas incógnitas constantes.
 2) - Várias hipóteses adicionais devem ser feitas considerando as forças entre fatias a fim de ser obtida determinação ESTÁTICA. Essas hipóteses não são rigorosamente especificadas para o processo particular pela análise.
 3) - Na forma original dessa solução as n-1 coordenadas da linha de empuxo não foram calculadas das n-1 equações de equilíbrio restantes.
 4) - Uma única incógnita λ é determinada. Este fator define as inclinações exatas das forças laterais para a relação $f(x)$ considerada.

A fim de que essa limitação seja contornada os métodos de análise baseados no princípio do equilíbrio limite estabelecem hipóteses simplificadoras capazes de reduzir o número de incógnitas. Essas hipóteses são:

1) A linha de ação do peso de uma fatia e a da força normal (N) à base dessa fatia, concorrem no ponto médio da base.

2) A análise da estabilidade é feita considerando-se o estado bidimensional de tensões.

3) O fator de segurança ao cisalhamento é definido como sendo a relação entre a resistência total do solo e as tensões cisalhantes necessárias ao equilíbrio.

4) É admitido que a resistência ao cisalhamento do solo seja totalmente mobilizada no instante da ruptura (em caso de ruptura) ao longo da superfície de deslizamento.

3.8.2 - Método de Fellenius

FELLENIOUS (1927) foi o primeiro a considerar a divisão da massa deslizante em fatias verticais. Trabalhando com superfícies circulares de ruptura e adotando a suposição mencionada acima, ele estabeleceu o método de análise conhecido hoje como *Método ordinário das fatias* ou Método de Fellenius.

A hipótese fundamental do método é que a resultante das forças laterais de uma fatia qualquer é considerada nula na direção normal à base da mesma. Essa hipótese, entretanto, faz com que não sejam satisfeitas as condições de equilíbrio para cada fatia (com exceção das superfícies de ruptura planas), tanto de forças como de momento (WRIGHT, 1969). As equações e incógnitas envolvidas no equilíbrio das fatias são apresentadas abaixo.

Equações

1 Momento geral (eq. 3.10)

n Equilíbrio de forças na direção normal à base de cada fatia (eq. 3.11)

n + 1 equações

Incôgnitas

1

Fator de segurança (eq. 3.12)

n

Forças normais à base de cada fatia
(N)

n + 1 incôgnitas

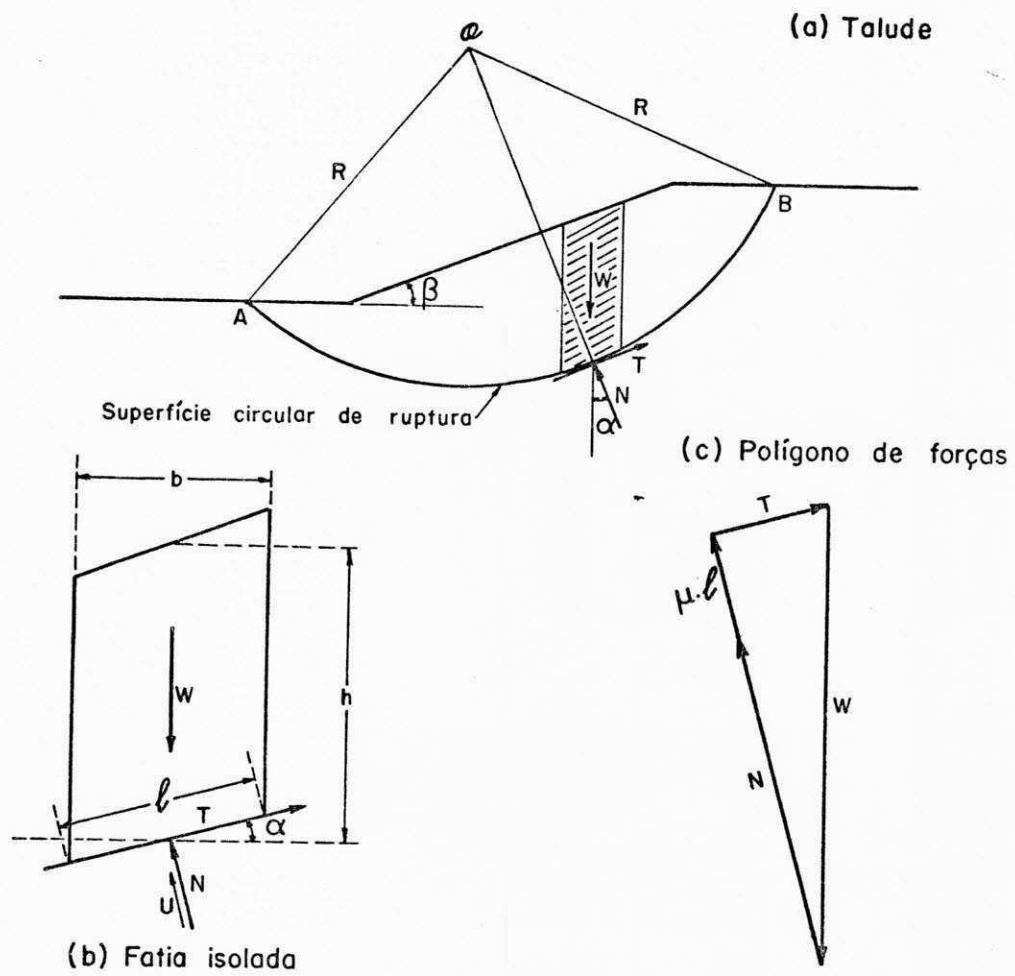


Figura 3.14 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio das fatias no Método de Fellenius.

- b - Largura da fatia.
 h - Altura média da fatia.
 ℓ - Comprimento do arco da base da fatia.
 W - Peso da fatia (se houver sobrecarga no topo da fatia ela deverá ser somada ao peso da fatia).
 N - Força normal à base da fatia.
 U - Pressão neutra na base da fatia.
 T - Força de cisalhamento necessária ao equilíbrio na base da fatia.
 α - Ângulo de inclinação do arco da base da fatia no ponto médio.
 R - Raio do arco AB.

Equações de equilíbrio das fatias

Momento geral:

$$\sum W_i \cdot R \cdot \text{sen } \alpha_i - \sum T_i \cdot R = 0 \quad (3.10).$$

Equilíbrio de forças na direção normal à base de cada fatia:

$$W_i \cdot \cos \alpha_i - (N_i + U_i) = 0 \quad (3.11).$$

Fator de segurança:

$$F = \frac{\sum [c_i \ell_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \ell_i) \text{tg } \phi]}{\sum W_i \text{sen } \alpha_i} \quad (3.12)$$

c_i - Coesão na base das fatias

O equilíbrio geral de momentos e o equilíbrio de forças estabelecido na direção normal à base das fatias individuais são suficientes para a dedução da fórmula do fator de segurança (eqs. 3.10 e 3.11).

Este método, em virtude das simplificações introduzidas visando o estabelecimento do equilíbrio das fatias pode, em certas circunstâncias, fornecer resultados conservativos para o fator de segurança. WHITMAN & BAILEY (1967) verificaram que em taludes com superfície de ruptura profunda e submetidos a pressões neutras elevadas, o fator de segurança calculado pode apresentar uma margem de erro acima dos limites normalmente aceitos. Apesar dessas limitações ele é muito utilizado na prática devido à sua simplicidade de cálculo.

Ele se aplica a qualquer tipo de solo e se presta tanto ao cálculo manual como ao uso de computador eletrônico. É apropriado para casos comuns de análise da estabilidade, os quais não exijam grande precisão e ainda como auxiliar de outros métodos. O valor do fator de segurança calculado por este método geralmente é utilizado como valor inicial para o cálculo deste fator através do método de Bishop.

No caso de aterros de pequena altura, apoiados sobre fundação de baixa resistência (argilas moles) este método é, na maioria das vezes, o mais apropriado à análise da estabilidade desses aterros.

A literatura especializada faz ver que o método em estudo tem sido utilizado na Europa e nos Estados Unidos da América. Como exemplo de seu uso nos EUA pode ser citado o trabalho de WRIGHT (1969). No Brasil ele vem sendo bastante utilizado através de programas automáticos. (Programas para análise em computador). Como exemplo pode ser citado o trabalho de SOARES & MARANHÃO (1977), no qual são comparados entre si fatores de segurança calculados através deste método, do método de Bishop simplificado e dos de Spencer e de Morgenstern-Price.

3.8.3 - Método de Bishop

BISHOP (1955) apresentou um processo para o cálculo do fator de segurança à ruptura de um talude que satisfaz a todas as condições de equilíbrio. Adotando superfície de ruptura circular e admitindo a hipótese da massa deslizando dividida em fatias verticais, BISHOP considera a ação de forças de cisalhamento e de forças normais entre as fatias.

Este método é apresentado em duas versões: forma geral e forma simplificada.

FORMA GERAL

O equilíbrio de uma fatia qualquer é estabelecido considerando as somatórias de forças nas direções vertical e paralela à sua base bem como a equação do momento das forças que atuam nas fatias em torno do centro de rotação da superfície de ruptura. São consideradas também equações de momento das forças laterais em relação aos pontos médios das bases das fatias, para se determinar a posição dos pontos de aplicação dessas forças (linha de empuxo).

Em virtude da distribuição das forças laterais, são utilizadas equações de momento em torno dos pontos médios das bases para $n - 1$ fatias somente. As equações de equilíbrio e as incógnitas a serem determinadas são:

Equações

| | |
|---------|---|
| 1 | Momento global (eq. 3.13) |
| $n - 1$ | Equações de momento para as $n - 1$ fatias (eq. 3.14) |
| n | Equações do equilíbrio de forças verticais (eq. 3.15) |
| n | Equações de equilíbrio de forças na direção paralela à base das fatias (eq. 3.16) |

3 n equações

Incógnitas

| | |
|--------|--|
| 1 | Fator de segurança (eq. 3.17) |
| n | Forças normais à base de cada fatia (N) |
| n - 1 | Inclinações das forças E |
| n - 1 | Forças de cisalhamento nas laterais das fatias (X) |
| n - 1 | Localizações das forças de empuxo lateral (y) |
| <hr/> | |
| 4n - 2 | incógnitas |

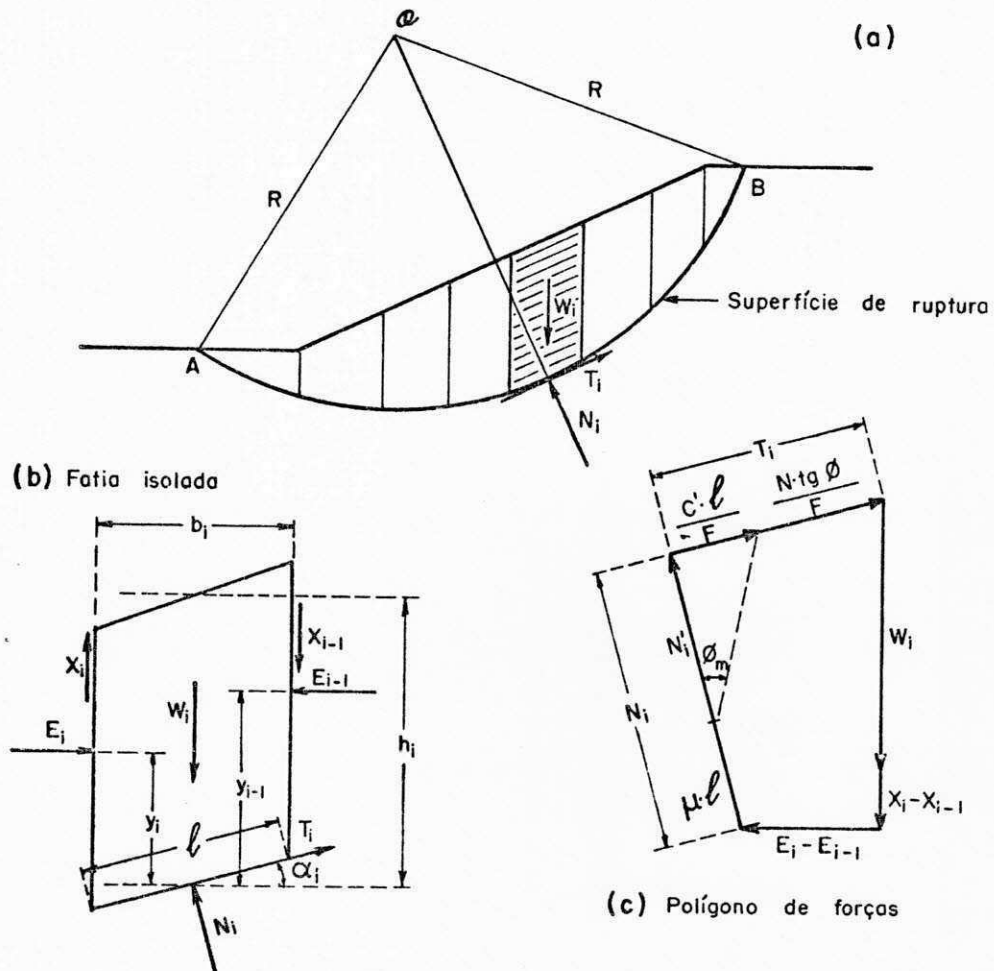


Figura 3.15 - Representação das forças consideradas para o equilíbrio das fatias no método de BISHOP (forma geral).