MANUAL DE GEOTECNIA

TALUDES DE RODOVIAS

ORIENTAÇÃO PARA DIAGNÓSTICO E SOLUÇÕES DE SEUS PROBLEMAS



DER SP

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM
DO ESTADO DE SÃO PAULO

MANUAL DE GEOTECNIA

TALUDES DE RODOVIAS

ORIENTAÇÃO PARA DIAGNÓSTICO E SOLUÇÕES DE SEUS PROBLEMAS

São Paulo, 1991

Pedro Alexandre Sawaya de Carvalho - *Coordenador* (IPT)

Carlos Geraldo Luz de Freitas (IPT)
Claudio Michael Wolle (IPT)
Geraldo Figueiredo de Carvalho Gama Jr. (IPT)
José Maria de Camargo Barros (IPT)
Márcio Angelieri Cunha (IPT)
Maria Lucia Galves (IPT)
Carlos de Sousa Pinto (EPUSP)

Cláudio Orlandi - *in memoriam* (DER)
José Carlos da Cunha Camargo (DER)
Mitsuro Okawa (DER)
Valter Prieto (DER)

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO

IPT
Instituto de Pesquisas Tecnológicas

© 1991, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. - IPT
Cidade Universitária Armando de Salles Oliveira - Butantã - CEP 05508 - São Paulo-SP
Caixa Postal 7141 - CEP 01051 - Endereço Telegráfico TECNINST - Telex (11) 80934 e
(11) 83144 INPT BR - Telefax (011) 869-3353 - Telefone (011) 268-2211

Impresso no Brasil.

Diretoria Executiva
Diretor-Superintendente: Francisco de Assis Souza Dantas
Diretor Administrativo-Financeiro: José Eduardo Pessini
Diretor de Programas e Transferência de Tecnologia: Tibério Cescon

Divisão de Construção Civil
Coordenador: Claudio Michael Wolle

Divisão de Geologia de Engenharia e Mecânica de Rochas
Coordenador: Nilson Figueira Midéa

Colaboradores/Apoio (IPT): Celso Santos Carvalho, Ferdinando Pecchiai, Gilmar Gomes da Silva, Graça Maria de Souza, José Eustáquio de Paiva, Luís Claudio Rosa da Silva, Sebastião Lopes dos Santos e Valêncio Pires de Toledo

Ilustrações (IPT): Fátima Maurici, Flávio Jorge Ventura, Luis Antonio Gomes e Nelson Ridente Gomes

Incentivo/Apoio (DER): Isak Moses Patlajan

Conselho Editorial
Presidente: Amantino Ramos de Freitas. *Secretário:* Rubens Marini. *Membros:* Cecílio Lopes Garcia, Celso Dal Ré Carneiro, Maria Luiza Otero D'Almeida, Niza Silva Jardim e Vilma Tavares Teves Varalta

Edição
CAGE-Publicações - *Coordenação:* Rubens Marini. *Editoração:* Vilma Tavares Teves Varalta (coord.) e Ana Cristina Teixeira. *Composição:* Jeny Lucchesi. *Arte-final:* Eduardo Leiva Miralha e Myriam Behn Aguiar Miguel. *Produção Gráfica:* Edson Policarpo Luz. *Fotolito e impressão:* Gráfica do IPT.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Manual de geotecnia : taludes de rodovias : orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas / Pedro Alexandre Sawaya de Carvalho (coordenador). -- São Paulo : Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991. -- (Publicação IPT ; n. 1843)

Bibliografia.
ISBN 85-09-00073-5

1. Rodovias - Brasil - São Paulo (Estado) 2. Taludes (Mecânica dos solos) I. Carvalho, Pedro Alexandre Sawaya de, 1953. II. Freitas, Carlos Geraldo Luz de. III. São Paulo (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. IV. Título: Taludes de rodovias.

91-2019 CDD-625.732098161

Índices para catálogo sistemático:

1. São Paulo : Estado : Rodovias : Taludes : Mecânica dos solos : Engenharia geotécnica 625.732098161
2. São Paulo : Estado : Taludes de rodovias : Mecânica dos solos : Engenharia geotécnica 625.732098161

Publicação IPT 1843

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO

Diretoria

Superintendente
Engº Antonio Barquete

Superintendente-Adjunto
Engº João Tosello

Diretoria de Engenharia
Engº Miguel Mubarak

Diretoria de Operações
Engº José Benedicto Pompeu de Jesus

Diretoria de Planejamento
Engº Bruno Rodney Schimidt

Diretoria de Transportes
Engº Antonio Rinaldo Filho

Procurador-Chefe
Bel. Célia Toshiko Asatsuma

Diretoria de Administração
Bel. Antonio Pinheiro Camargo Netto

AO LEITOR

São comuns, todos os anos, nos períodos chuvosos, principalmente nas regiões de topografia mais acidentada (como, por exemplo, a Serra do Mar, a Serra da Mantiqueira e seus respectivos contrafortes), os escorregamentos de taludes de cortes e aterros de nossas rodovias, colocando em risco os usuários ou, pelo menos, causando-lhes transtornos, em virtude de interrupções do tráfego, resultantes de tais ocorrências.

Os problemas de instabilidade de taludes, quando identificados desde o seu estágio inicial, podem ser resolvidos, em grande número de casos, mediante soluções simples, econômicas e que contribuem para maior segurança do tráfego em nossas estradas.

O volume ora apresentado, "TALUDES DE RODOVIAS: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas", constitui apenas parte do "MANUAL DE GEOTECNIA" que o DER/SP está elaborando com a colaboração do IPT.

Objetiva familiarizar os engenheiros de campo, em especial, no trato das questões geotécnicas. Estamos certos de que este trabalho irá constituir fonte de motivação para que os integrantes das equipes de conservação rodoviária se aprofundem cada vez mais nos estudos das soluções para os problemas de estabilidade de taludes e de encostas naturais, recorrendo, para isto, não só aos ensinamentos contidos na vasta bibliografia nacional e estrangeira de Mecânica dos Solos, mas, também aos que poderão auferir nos cursos

especializados. E, assim, reunirá o DER/SP, muito em breve, as condições necessárias para uma conservação preventiva inclusive no concernente aos escorregamentos de solos e rochas, que tanto afetam a segurança de nossas rodovias.

Queremos por último deixar aqui consignado os agradecimentos a todos que colaboraram com serviços de apoio, críticas ou sugestões na elaboração deste Manual, e em especial aos técnicos das Divisões Regionais que participaram dos serviços de campo, juntamente com a equipe do IPT.

Engº ANTONIO BARQUETE
SUPERINTENDENTE DO DER/SP

APRESENTAÇÃO

Taludes em solo e em rocha estão sujeitos, com relativa freqüência, a problemas geotécnicos associados a processos de instabilização de massas, como por exemplo: escorregamentos, erosões e recalques. Quando se trata de taludes rodoviários em cortes ou aterros, assim como no caso de encostas naturais adjacentes às rodovias, tais eventos costumam provocar danos e, freqüentemente, até interrupções no tráfego, com graves prejuízos aos usuários e ao Poder Público.

No presente Manual, são tratados exclusivamente os problemas geotécnicos ocorrentes em taludes de rodovias. A maior parte desses problemas, quando identificada em seu estágio inicial de desenvolvimento, pode ser resolvida com obras de recuperação de menor vulto, sendo, muitas vezes, passível de diagnóstico, concepção de solução e tratamento por parte das próprias equipes de conservação dos órgãos responsáveis pela operação e manutenção das rodovias, como o DER-SP.

De fato, é especialmente importante evitar que os pequenos problemas de hoje, por não terem sido tratados adequadamente, venham a evoluir, tornando-se os grandes problemas do futuro, os quais demandam, para sua solução, as custosas obras que tanto oneram o setor rodoviário em nosso país.

Cabe ressaltar que, na maioria dos casos, a implantação de obras de estabilização não pode prescindir da atuação de profissionais em Geotecnia, responsáveis pelos trabalhos de levantamento básico, diagnóstico do problema, projeto e acompanhamento de execução.

Nesse sentido, o principal objetivo deste Manual é prover os engenheiros e demais técnicos rodoviários de informações geológico-geotécnicas básicas, assim como fornecer instrumentos de diagnóstico e avaliação assentados em uma metodologia de trabalho eficiente.

Desta forma, os técnicos terão novos subsídios para enfrentar com sucesso as tarefas associadas à conservação das rodovias no Estado de São Paulo, excluídas, no caso deste trabalho, as questões relativas ao pavimento e às estruturas das obras de arte.

O presente Manual destina-se, portanto, a um público específico, formado por pessoas habituadas com os trabalhos rodoviários, seja em grandes rodovias, seja em pequenas estradas vicinais. De um modo particular, procurou-se dirigir as questões geotécnicas voltadas para a conservação de rodovias aos engenheiros, geólogos, arquitetos, tecnólogos, técnicos de nível médio e outros profissionais de áreas afins.

Assim sendo, prevê-se que o leitor tenha uma formação e conhecimento prévio dos problemas de engenharia rodoviária e das soluções de engenharia quanto a concepção, projeto ou obra. Visando estabelecer uma homogeneização de linguagem e conceitos, apresenta-se, neste Manual, o capítulo de "Noções Básicas de Mecânica dos Solos Aplicadas à Estabilidade de Taludes", onde, de forma sintética e resumida, são discutidos os conceitos básicos de engenharia de solos envolvidos nas questões geotécnicas associadas à conservação rodoviária. Além disso, no final do Manual, encontram-se definidos alguns termos geológicos utilizados no trabalho, em forma de glossário.

Apesar desse público-alvo, procurou-se adotar um estilo de apresentação que facilite a leitura e consulta deste Manual, tornando-o, na medida do possível, acessível a pessoas que, sem especialização em infra-estrutura rodoviária, se defrontem com problemas geotécnicos em taludes.

O presente Manual foi elaborado pela equipe técnica do IPT, em conjunto com as equipes do DER-SP, sob contrato com este órgão estadual. Resulta daí que o enfoque geológico regional e as características técnicas, tanto dos problemas estudados quanto das soluções aplicadas, são típicos do meio físico ocorrente no Estado de São Paulo. Evidentemente, os aspectos metodológicos têm caráter geral e sua aplicabilidade não se restringe ao Estado, nem mesmo ao País. Também os aspectos geológicos e geotécnicos, apesar de embasados nas ocorrências típicas do Estado de São Paulo, apresentam semelhanças com o que ocorre nas demais regiões brasileiras, sendo muitos dos exemplos apresentados aplicáveis a situações similares ou parecidas, encontradas em outros lugares.

No entanto, a extrapolação de conhecimentos, problemas e soluções associados à Geologia e Geotecnia, de uma região para outra, deve sempre ser realizada com os devidos cuidados, de preferência por técnicos especializados, que tenham os conhecimentos e a experiência necessários para conduzir estas extrapolações com a cautela devida, respeitando os limites e as restrições impostas pelo próprio meio físico.

No que concerne às características geológicas e geotécnicas do Estado de São Paulo, procurou-se abranger as ocorrências predominantes, de modo que a maioria dos problemas geotécnicos observados nas rodovias paulistas pudesse ser, de alguma forma, caracterizada e analisada neste texto.

No entanto, deve-se lembrar que a natureza apresenta grande diversidade nas ocorrências de fenômenos envolvendo os aspectos geológico-geotécnicos. Assim, devem existir tipos de problemas, associados à instabilidade de taludes ou referentes a outros campos da Geotecnia, que não foram caracterizados e inventariados.

Desta forma, o engenheiro ou o técnico rodoviário poderá, em certas ocasiões ou locais, deparar-se com problemas não caracterizados nem tratados neste Manual, assim como é possível a ocorrência de problemas, cuja tipologia esteja descrita mas envolva solos ou rochas com características peculiares e diferentes daquelas mais conhecidas e apresentadas nos capítulos seguintes deste Manual.

SUMÁRIO

PREFÁCIO ..... *V*
APRESENTAÇÃO ..... *VII*
RESUMO/ABSTRACT ..... *XVII*

Capítulo I
METODOLOGIA DE ATUAÇÃO E PLANEJAMENTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES 1

1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES 1
2 PLANEJAMENTO PARA A CONSERVAÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS 7
2.1 Quadro I - Cadastramento 7
2.2 Quadro II - Gravidade da situação 13
2.3 Quadro III - Priorização 15
2.4 Quadro IV - Caracterização geológico-geotécnica expedita 17
2.5 Quadro V - Informações disponíveis 21
2.6 Quadro VI - Investigações 23
2.7 Quadros VII, VIII e IX - Encaminhamento para firmas especializadas 25
2.8 Quadro X - Execução da obra e fiscalização 27
2.9 Quadro XI - Avaliação de desempenho 29
2.10 Quadro XII - Atualização do cadastro 31

Capítulo II
CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS BÁSICOS NO ESTADO DE SÃO PAULO 35

1 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS REGIONAIS ... 37
1.1 Unidades de relevo 37

1.2 Províncias geomorfológicas 41
2 ASPECTOS GEOLÓGICOS REGIONAIS 45
3 ASPECTOS GERAIS DOS SOLOS E PERFIL DE INTEMPERISMO 48
3.1 Classificação genética dos solos 49
3.2 Algumas características do perfil de intemperismo das rochas 53

Capítulo III
UNIDADES DO MEIO FÍSICO 65

1 CLASSIFICAÇÃO 65
2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DAS UNIDADES E SEUS PRINCIPAIS PROBLEMAS 69
2.1 Unidade I - Solo arenoso fino 69
2.2 Unidade II - Sedimentos de bacias terciárias 71
2.3 Unidade III - Rochas básicas 73
2.4 Unidade IV - Rochas sedimentares arenosas 75
2.5 Unidade V - Rochas sedimentares siltosas e argilosas 79
2.6 Unidade VI - Complexo cristalino 81
2.7 Unidade VII - Sedimentos litorâneos 83

Capítulo IV
PRINCIPAIS PROBLEMAS EM TALUDES DE CORTES E ATERROS ENCONTRADOS EM RODOVIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO 87

1 CARACTERÍSTICAS GERAIS 87
2 EROSÃO 91
2.1 Erosão em taludes de corte e aterro 95
2.2 Erosão em plataforma 99
2.3 Erosão associada a obras de drenagem 101
3 DESAGREGAÇÃO SUPERFICIAL EM TALUDES 103
4 ESCORREGAMENTOS 105
4.1 Escorregamentos em cortes 107
4.1.1 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS À INCLINAÇÃO ACENTUADA 109
4.1.2 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS A DESCONTINUIDADES DO MACIÇO 111

4.1.3 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS À SATURAÇÃO 113
4.1.4 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS À EVOLUÇÃO DA EROSÃO 117
4.1.5 ESCORREGAMENTOS EM CORPO DE TÁLUS 119
4.2 Escorregamentos em aterros 121
4.2.1 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS NA FUNDAÇÃO 123
4.2.2 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS NO CORPO DO ATERRO 127
4.2.3 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS EM TRAVESSIA DE LINHAS DE DRENAGEM 131
4.2.4 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS COM OS SISTEMAS DE DRENAGEM E PROTEÇÃO SUPERFICIAL 135
5 RECALQUES EM ATERROS 137
6 QUEDA DE BLOCOS 139
7 ROLAMENTO DE BLOCOS 143
8 OUTROS PROBLEMAS 144

Capítulo V
PROCEDIMENTOS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES 147

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 147
2 ESTUDOS DE INVESTIGAÇÃO 151
3 CONCEPÇÃO E ELABORAÇÃO DO PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO 155
4 EXECUÇÃO DAS OBRAS E SUA FISCALIZAÇÃO ... 161
5 MANUTENÇÃO E CONTROLE DAS OBRAS 165

Capítulo VI
OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES 169

1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES 169
2 RECONSTRUÇÃO EM ATERROS 173
3 RETALUDAMENTO 187
4 OBRAS DE CONTENÇÃO 196

4.1 Muros de arrimo 197
4.1.1 MUROS TIPO "GRAVIDADE" 199
4.1.1.1 Muro de pedra seca 199
4.1.1.2 Muro de pedra argamassada 201
4.1.1.3 Muro de concreto ciclópico 201
4.1.1.4 *Crib-walls* 203
4.1.1.5 Gabiões 205
4.1.1.6 Muros de arrimo de solo-cimento ensacado 207
4.1.2 MUROS DE CONCRETO ARMADO 209
4.1.3 CORTINAS CRAVADAS 211
4.2 Obras especiais de estabilização 213
4.2.1 TIRANTES E CHUMBADORES 213
4.2.2 CORTINAS ATIRANTADAS 215
4.2.3 MICROESTACAS 221
4.3 Soluções alternativas em aterros 223
4.3.1 "TERRA ARMADA" 223
4.3.2 ATERRO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL 225
5 OBRAS DE DRENAGEM 226
5.1 Drenagem superficial 229
5.1.1 CANALETAS LONGITUDINAIS DE BERMA 232
5.1.2 CANALETAS TRANSVERSAIS DE BERMA 233
5.1.3 CANALETAS DE CRISTA 234
5.1.4 CANALETAS DE PÉ (BASE) 234
5.1.5 CANALETAS DE PISTA 235
5.1.6 SAÍDAS LATERAIS 235
5.1.7 ESCADAS D'ÁGUA 237
5.1.8 CAIXAS DE DISSIPAÇÃO 239
5.1.9 CAIXAS DE TRANSIÇÃO 239
5.2 Drenagem profunda 241
5.2.1 DRENOS SUB-HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHP) 243
5.2.2 TRINCHEIRAS DRENANTES 245
5.2.3 BARBACÃS 247
6 OBRAS DE PROTEÇÃO SUPERFICIAL 248
6.1 Proteção superficial com materiais naturais 249
6.1.1 COBERTURA VEGETAL DE MÉDIO A GRANDE PORTE 249
6.1.2 COBERTURA VEGETAL COM GRAMÍNEAS 250

6.1.3 PROTEÇÃO COM "PANO DE PEDRA" 255
6.2 Proteção superficial com materiais artificiais 257
6.2.1 PROTEÇÃO COM IMPRIMAÇÃO ASFÁLTICA 257
6.2.2 PROTEÇÃO COM ARGAMASSA 259
6.2.3 PROTEÇÃO COM CONCRETO PROJETADO OU "GUNITA" 259
6.2.4 PROTEÇÃO COM TELA 261

Capítulo VII
NOÇÕES BÁSICAS DE MECÂNICA DOS SOLOS APLICADAS À ESTABILIDADE DE TALUDES 263

1 TIPOS DE SOLOS 263
1.1 Composição granulométrica 263
1.2 Formato dos grãos 267
1.3 Plasticidade 269
1.4 Classificação dos solos 272
1.5 Arranjo entre as partículas 274
1.6 O estado em que o solo se encontra 277
1.6.1 ESTADO DAS AREIAS 279
1.6.2 ESTADO DAS ARGILAS 281
1.7 Solos compactados 287
2 A PERMEABILIDADE DOS SOLOS 291
2.1 A Lei de Darcy 291
2.2 Determinação do coeficiente de permeabilidade 293
2.3 Valores típicos de coeficientes de permeabilidade 295
2.4 Filtros de proteção 299
3 TENSÕES TOTAIS, EFETIVAS E NEUTRAS EM SOLOS 303
3.1 Conceito de tensões em solos 303
3.2 Tensões devidas ao peso próprio do solo 305
3.3 Pressão neutra e conceito de tensões efetivas 307
4 DEFORMAÇÕES DOS SOLOS 310
4.1 Devidas a carregamento 310
4.1.1 DEFORMAÇÕES IMEDIATAS 313
4.1.2 DEFORMAÇÕES POR ADENSAMENTO 315
4.1.3 DEFORMAÇÃO LENTA 321
4.2 Devidas à variação de umidade 322
4.2.1 CONTRAÇÃO 322

4.2.2 EXPANSIBILIDADE 323
4.2.3 COLAPSIVIDADE 325
5 RESISTÊNCIA DOS SOLOS 327
5.1 Resistência ao cisalhamento 327
5.2 Ensaios para a determinação da resistência 331
5.2.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO 331
5.2.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL 333
5.3 Valores típicos de resistência 336
5.3.1 RESISTÊNCIA DAS AREIAS 336
5.3.2 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS DRENADOS 339
5.3.3 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS ADENSADOS E NÃO-DRENADOS 341
5.3.4 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS SATURADOS E NÃO-DRENADOS 343
5.3.5 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS NÃO-SATURADOS 343
6 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS 344
6.1 Conceitos gerais 344
6.2 O problema de obtenção dos parâmetros 345
6.3 Ensaios de laboratório 346
6.4 Ensaios *in situ* 348
6.5 Retroanálise 349
7 APLICAÇÕES 352
7.1 Estabilidade de taludes 352
7.1.1 CONCEITOS BÁSICOS 352
7.1.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE RUPTURAS EM CUNHAS PLANAS 359
7.1.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE RUPTURAS ROTACIONAIS 365

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 375
GLOSSÁRIO 381

RESUMO

Neste Manual, são tratados exclusivamente os problemas geotécnicos ocorrentes em taludes rodoviários em cortes ou aterros, associados a processos de instabilização de massas, como, por exemplo, escorregamentos, erosões e recalques.

O Manual tem como principal objetivo fornecer a engenheiros e demais técnicos rodoviários informações geológico-geotécnicas básicas, bem como subsídios para diagnóstico e soluções de problemas geotécnicos em taludes de rodovias.

ABSTRACT

This Manual deals exclusively with geotechnical problems occuring in cut and earthfill slopes of roads, generally associated with mass instability processes such as: landslides, erosion and settlements.

The Manual aims mainly at providing engineers and other technicians working in roads with basic geological-geotechnical and other useful information for the identification and solutions of geotechnical problems in slopes of roads.

Capítulo I
METODOLOGIA DE ATUAÇÃO E PLANEJAMENTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Ao se buscar uma metodologia de atuação visando à estabilização de taludes em rodovias, deve-se lembrar alguns pontos básicos, que servirão para orientar os trabalhos de conservação.

A observação de inúmeros casos de instabilizações de encostas naturais, bem como de taludes de cortes e de aterros, tem mostrado que estas evoluíram ao longo do tempo. No início, com pequenos problemas que, se estudados nesta fase, poderiam ter sido resolvidos com menor custo e esforço do que na fase adiantada de evolução (Figura I.1).

Assim, a conservação rodoviária desempenha um papel vital, não só para permitir a operação contínua e eficiente da malha rodoviária, mas também para minimizar os custos dessa operação, uma vez que os recursos a serem alocados em um programa eficaz de manutenção são muito inferiores àqueles necessários para a execução de grandes obras de estabilização.

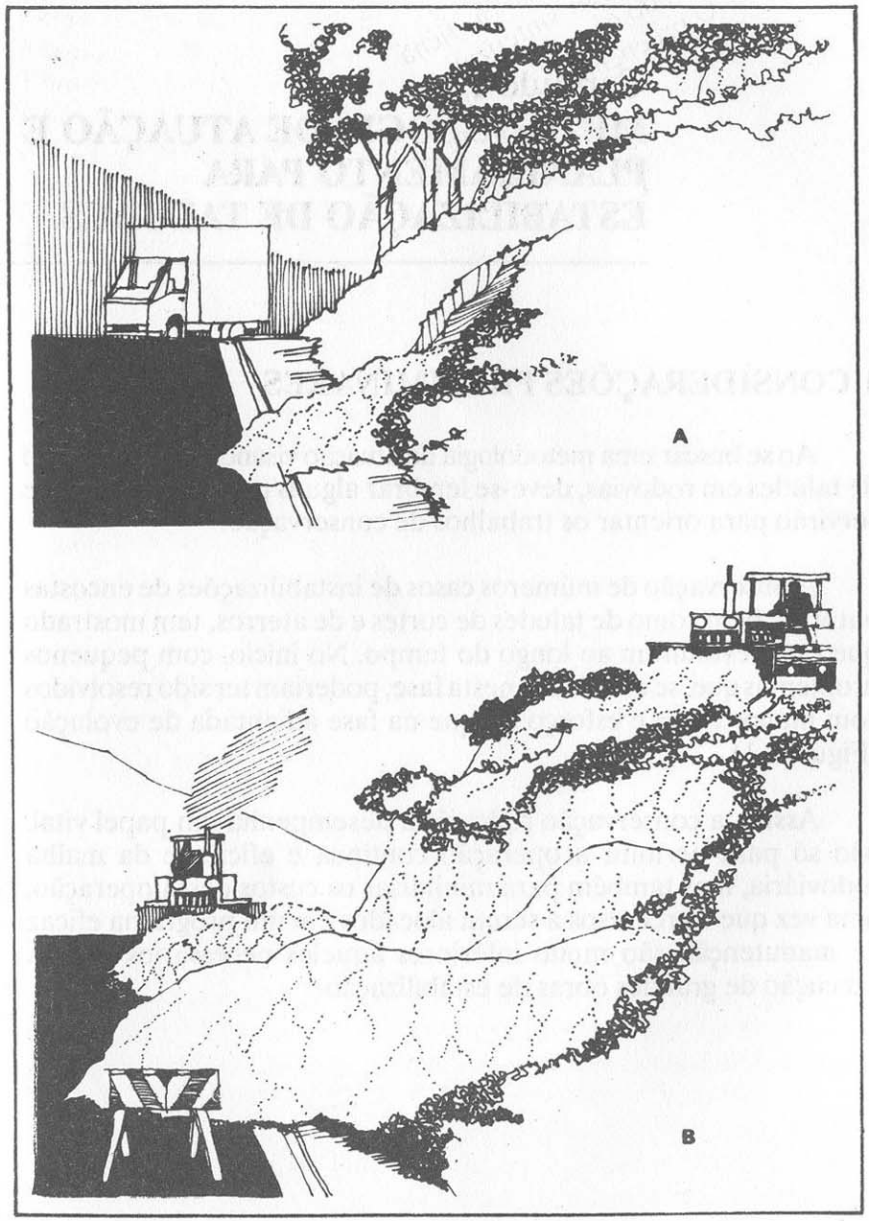


FIGURA I.1 - Evolução do problema de instabilização com o tempo. A - fase inicial; B - fase avançada

O trabalho de conservação, além de sua função corretiva, deve incorporar principalmente um caráter preventivo. Com isto procura-se, sempre que possível, impedir a ocorrência de problemas de maior gravidade, através da atuação sobre estes enquanto ainda estiverem na sua fase inicial.

Para que esta atuação possa ser realmente eficaz, a metodologia de trabalho deve fundamentar-se no entendimento das condicionantes impostas pelo meio físico no desenvolvimento dos processos de instabilização de taludes de cortes, aterros e encostas naturais. É com base no conhecimento das causas desses processos que devem ser definidas e construídas as obras de estabilização; caso contrário, elas correrão um grande risco de serem totalmente ineficientes, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico, podendo ser executadas obras desnecessárias ou de custo excessivamente elevado para a sua função.

No que diz respeito às obras de estabilização, a metodologia aqui proposta fundamenta-se na busca de soluções simples e adequadas às características do meio técnico local, de modo a propiciar uma otimização na alocação de recursos em obras realmente seguras e econômicas, que possam ser implantadas, tanto quanto possível, pelas próprias equipes de conservação.

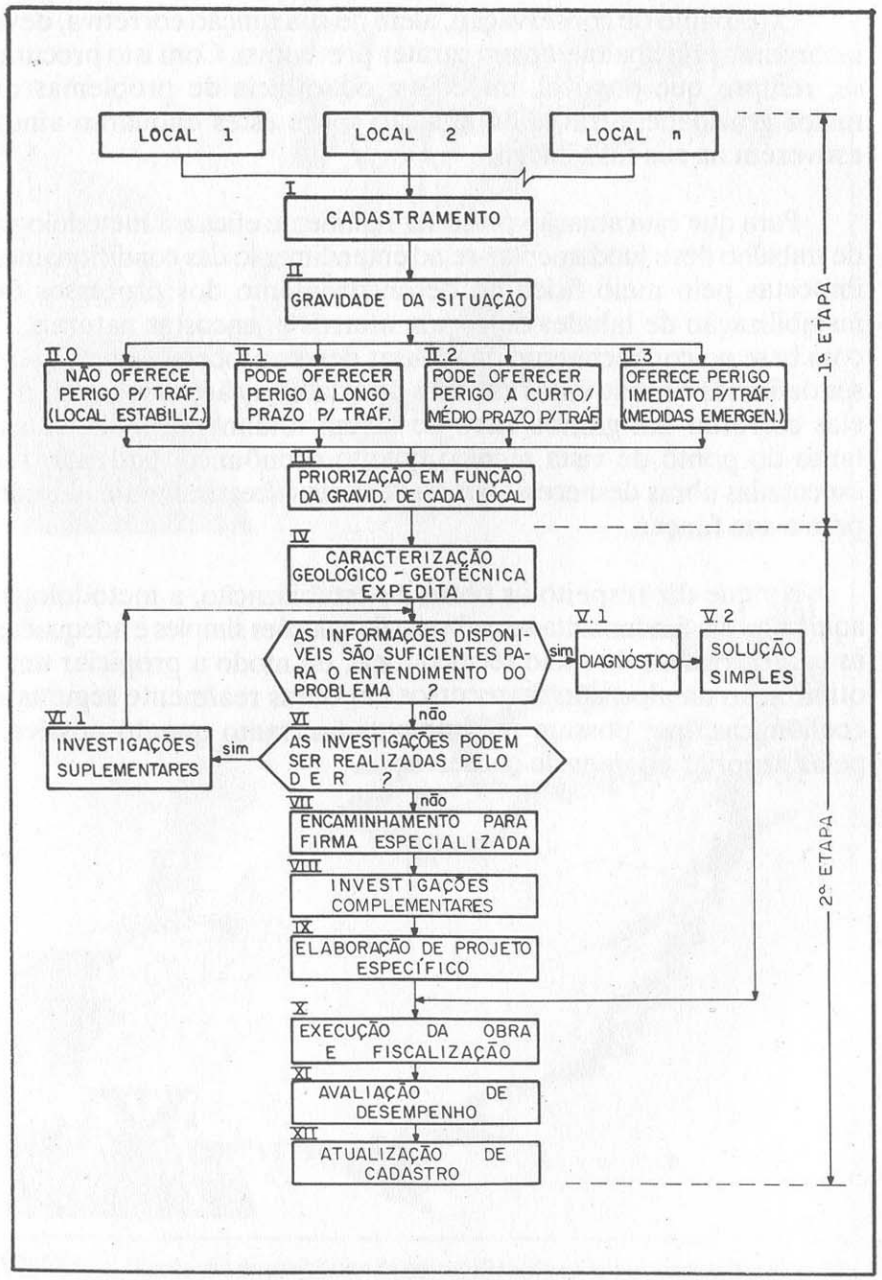


FIGURA I.2 - Fluxo de atividades para planejamento de obras de estabilização

Entretanto, para aqueles casos mais complexos, cujas obras necessitam de projeto específico, procura-se fornecer subsídios técnicos que orientem o encaminhamento para firmas especializadas. Em todas as situações, são também abordados aspectos considerados relevantes para que se proceda à fiscalização adequada dos vários tipos de obras.

Evidentemente, a operacionalização desta forma de atuação diante dos problemas geotécnicos em rodovias implica, além da disponibilidade de recursos financeiros, um planejamento adequado, que possibilite definir prioridades entre os diversos locais com problemas, ao longo de uma rodovia.

A Figura I.2 mostra o fluxo de atividades que possibilita a elaboração desse planejamento, com base na manutenção preventiva e no entendimento dos processos de instabilização, privilegiando a adoção de soluções simples.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO-DER DR- RC-			
FICHA Nº 1 DATA _/_/_ PREENCHIDA POR:			
CADASTRAMENTO			
Local: SP- Km: Fotos:			
Cadastramento anterior: ( )Sim - Data_/_/_ ( )Não Em caso positivo: Houve evolução do problema? ( )Sim ( )Não Foram realizadas obras? ( )Sim ( )Não Especificar: Existe projeto de obras de estabilização ? ( )Sim ( )Não			
Dados geométricos do corte ou aterro: Vol. aproximado de material (m^3): Altura (m): Inclinação (°): Extensão (m): Declividade (%):			
( ) PROBLEMAS EM CORTE			
( )EROSÃO ( )em sulcos ( )diferenciada ( )longitudinal em plataforma ( )associada a obras de drenagem (ravina e boçoroca) ( )DESAGREGAÇÃO SUPERFICIAL	( )ESCORREGAMENTO ( )devido à inclinação acentuada ( )ao longo de estruturas resíduais ( )no contato solo/rocha ( )por saturação ( )por evolução de erosão (sulcos profundos ou diferenciada) ( )em corpo de tálus	( )QUEDA DE BLOCOS ( )por estruturas residuais ( )por descalçamento ( )ROLAMENTO DE BLOCOS	
( ) PROBLEMAS EM ATERRO			
( )EROSÃO ( )em sulcos ( )longitudinal em plataforma ( )associada a obras de drenagem (ravina e boçoroca) ( )erosão interna (*piping*)	( )ESCORREGAMENTO, por problemas: ( )na fundação ( )no corpo do aterro ( )em travessia de linhas de drenagem ( )nos sistemas de drenagem e proteção superficial	( )RECALQUE ( )deficiência de fundação ( )deficiência de drenagem ( )rompimento de bueiro ( )má compactação	
( )OUTROS PROBLEMAS Especificar:	Presença de água: ( )Sim ( ) Não ( )áreas saturadas ( )surgências localizadas		
CROQUI - planta simplificada e seção (utilizar o verso)			
GRAVIDADE DA SITUAÇÃO ( )Nível 0-Não oferece perigo para o tráfego (local estabilizado) ( )Nível 1-Pode oferecer perigo a longo prazo para o tráfego ( )Nível 2-Em evolução, perigo a curto/médio prazo para o tráfego ( )Nível 3-Em evolução, com perigo imediato para o tráfego			

FIGURA I.3 - Modelo de ficha para o cadastramento dos problemas das rodovias

2 PLANEJAMENTO PARA A CONSERVAÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS

Neste item serão comentados os quadros que compõem o fluxo de atividades, o qual é constituído de duas etapas distintas: da primeira, fazem parte o cadastramento, a avaliação da gravidade da situação e a priorização dos locais; a segunda etapa inclui, basicamente, a caracterização geológico-geotécnica expedita, o diagnóstico dos problemas, a proposição de soluções, a execução de obras de estabilização, sua fiscalização e avaliação de desempenho (Figura I.2). Estas atividades, em conjunto, permitirão enfrentar os problemas de instabilização de taludes de forma planejada.

2.1 Quadro I - Cadastramento

Com esta atividade, inicia-se a primeira etapa do planejamento e seu objetivo principal é fornecer um panorama da situação geral das rodovias que compõem a malha viária de cada Divisão Regional. Trata-se de um levantamento baseado na observação visual dos diversos locais, ao longo de cada rodovia, que apresentem indícios de instabilização (processos erosivos, de movimentação de massa, recalques) e que possam representar perigo para o tráfego. Tal levantamento deve incluir também os locais que não se encontram em situação de risco imediato, caracterizado pela iminência de ruptura ou após sua ocorrência.

O cadastramento poderá ser feito utilizando-se a ficha apresentada na Figura I.3. Nesta ficha, procura-se sintetizar as principais informações sobre cada local, de modo que seja possível fazer uma avaliação inicial dos problemas. O preenchimento desta

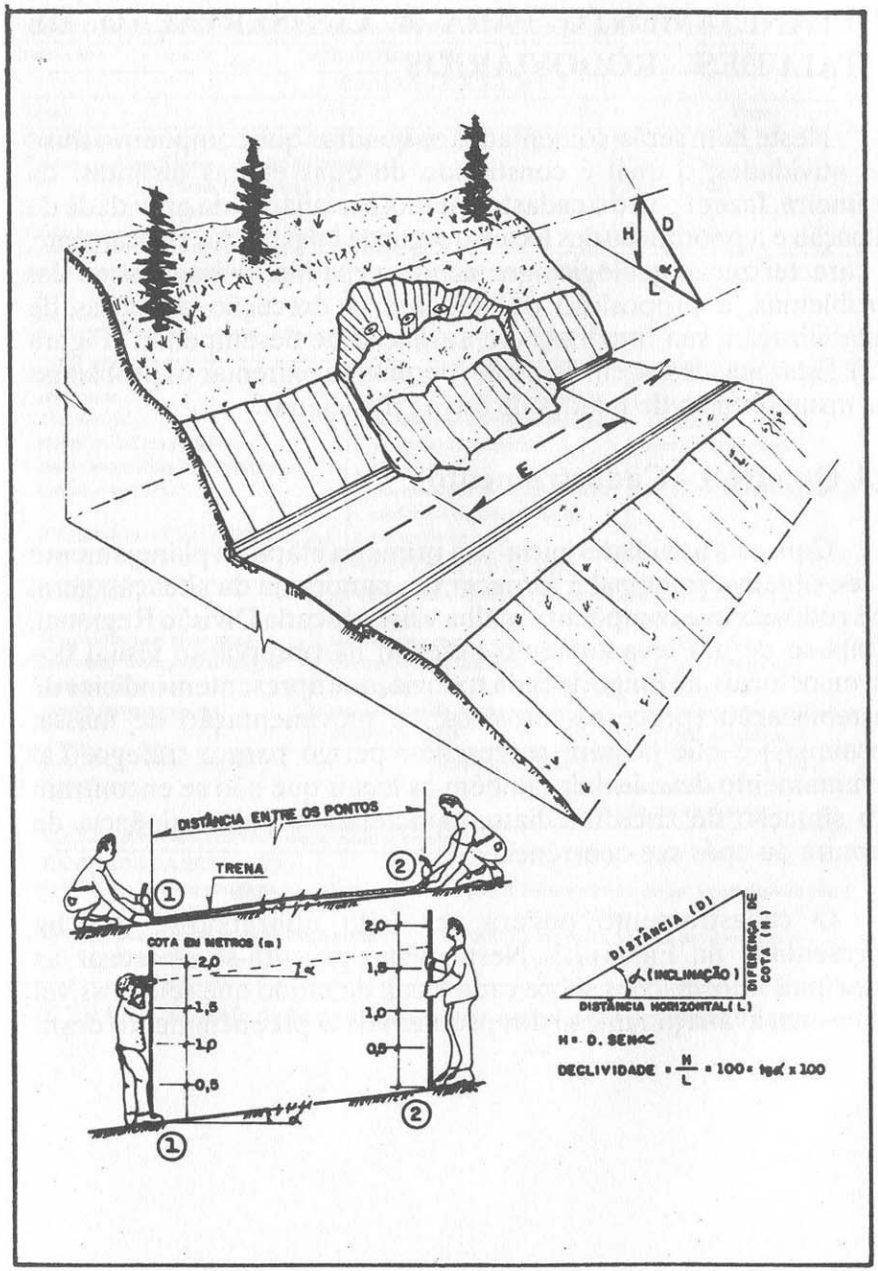


FIGURA I.4 - Dados geométricos da área instabilizada

ficha permite ainda sistematizar as informações, uniformizando a apresentação dos problemas entre as Residências de Conservação.

A partir da *identificação do local*, será assinalado se houve cadastramento anterior e, em caso positivo, se houve evolução do problema e se foram realizadas obras, especificando-as; como será visto adiante (item 2.10), estas informações serão utilizadas na atualização do cadastro. Além disso, é importante indicar se existe projeto de obras de estabilização para o local.

O próximo grupo de informações refere-se aos *dados geométricos* da área instabilizada (Figura I.4), incluindo:

. **Altura (H)** - diferença de cota existente entre a base e a crista do talude, ou seja, seu desnível vertical. O valor aproximado da altura pode ser obtido de maneira expedita, medindo-se a distância inclinada com trena e a inclinação correspondente com nível de mão ou clinômetro; através de uma relação trigonométrica simples, determina-se a altura. Para o preenchimento da ficha, pode-se escolher uma ou mais seções consideradas representativas do trecho instabilizado.

. **Inclinação (α)** - ângulo do plano médio do talude com a horizontal, medido geralmente a partir da sua base, com auxílio de nível de mão ou clinômetro.

. **Declividade (tg α x 100)** - representa o ângulo de inclinação, através da relação porcentual entre o desnível vertical (altura) e o comprimento na horizontal do talude.

. **Extensão (E)** - comprimento longitudinal à rodovia, correspondente trecho afetado pela instabilização.

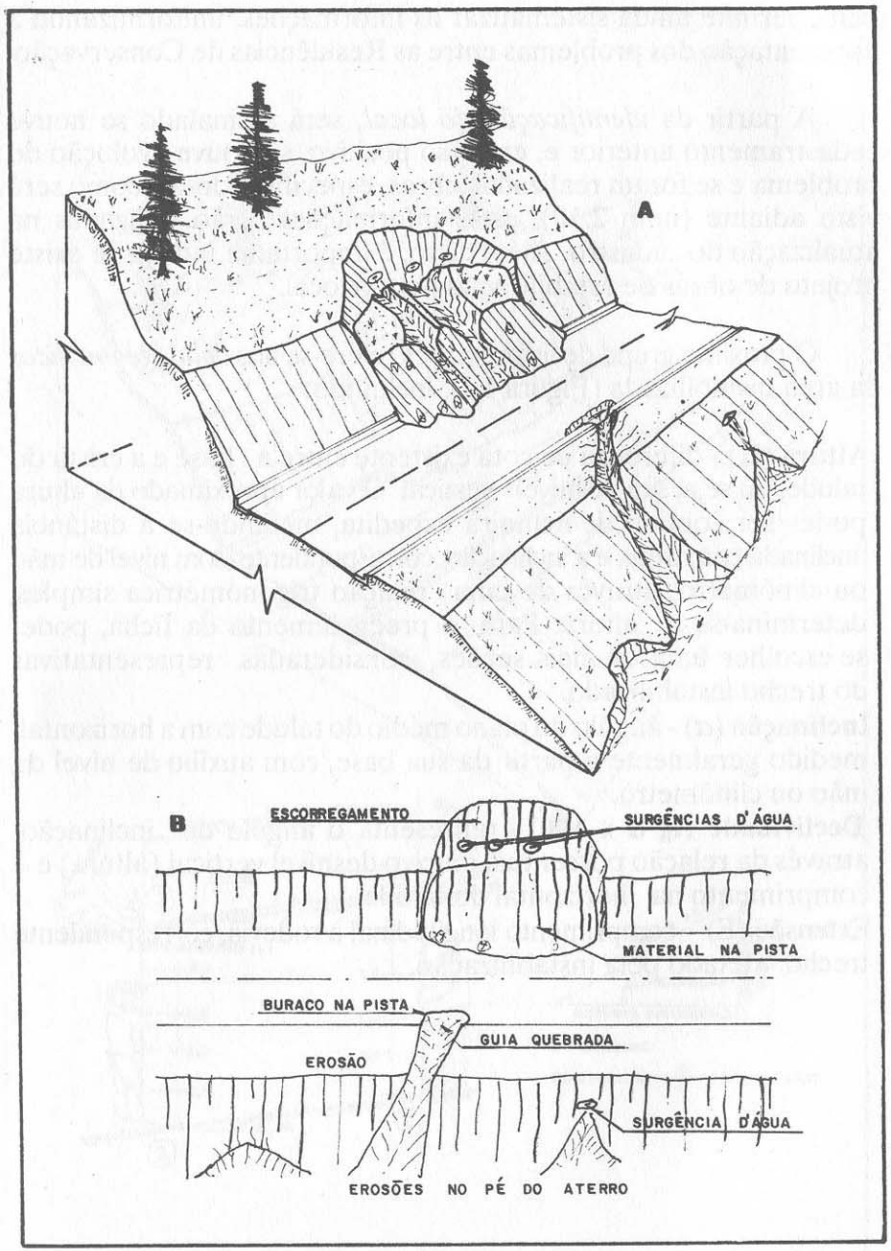


FIGURA I.5 - Informações referentes ao tipo de problema. A - perspectiva; B - croqui simplificado

. **Volume aproximado de material envolvido na instabilização** - pode ser estimado a partir de seções representativas e da extensão do trecho instabilizado.

Os *problemas* que ocorrem em cada local também serão assinalados. Evidentemente, nesta etapa de cadastramento, não se pretende chegar à avaliação definitiva das causas envolvidas na ocorrência dos diversos tipos de instabilização de taludes; o que se busca é situar o problema observado em uma classificação considerada representativa dos problemas constatados nas visitas às Regionais, no Estado de São Paulo.

Nessa classificação, os problemas são agrupados de acordo com sua ocorrência em cortes ou aterros e em função dos processos de instabilização atuantes: erosão, escorregamento, queda e rolamento de blocos, e recalque. Esses problemas são relacionados no Capítulo III e definidos no Capítulo IV.

A *presença de água* constitui uma informação de grande relevância e que deve constar desta etapa de cadastramento. Isto porque a água está na origem da maioria dos processos de instabilização de taludes, sejam estes em solo ou rocha, naturais ou provenientes de terraplenagem (cortes e aterros). Assim, é necessário verificar se existem áreas saturadas no talude, indicando a presença de nível d'água, ou surgências localizadas, que seriam indícios da existência de caminhos preferenciais para a percolação da água.

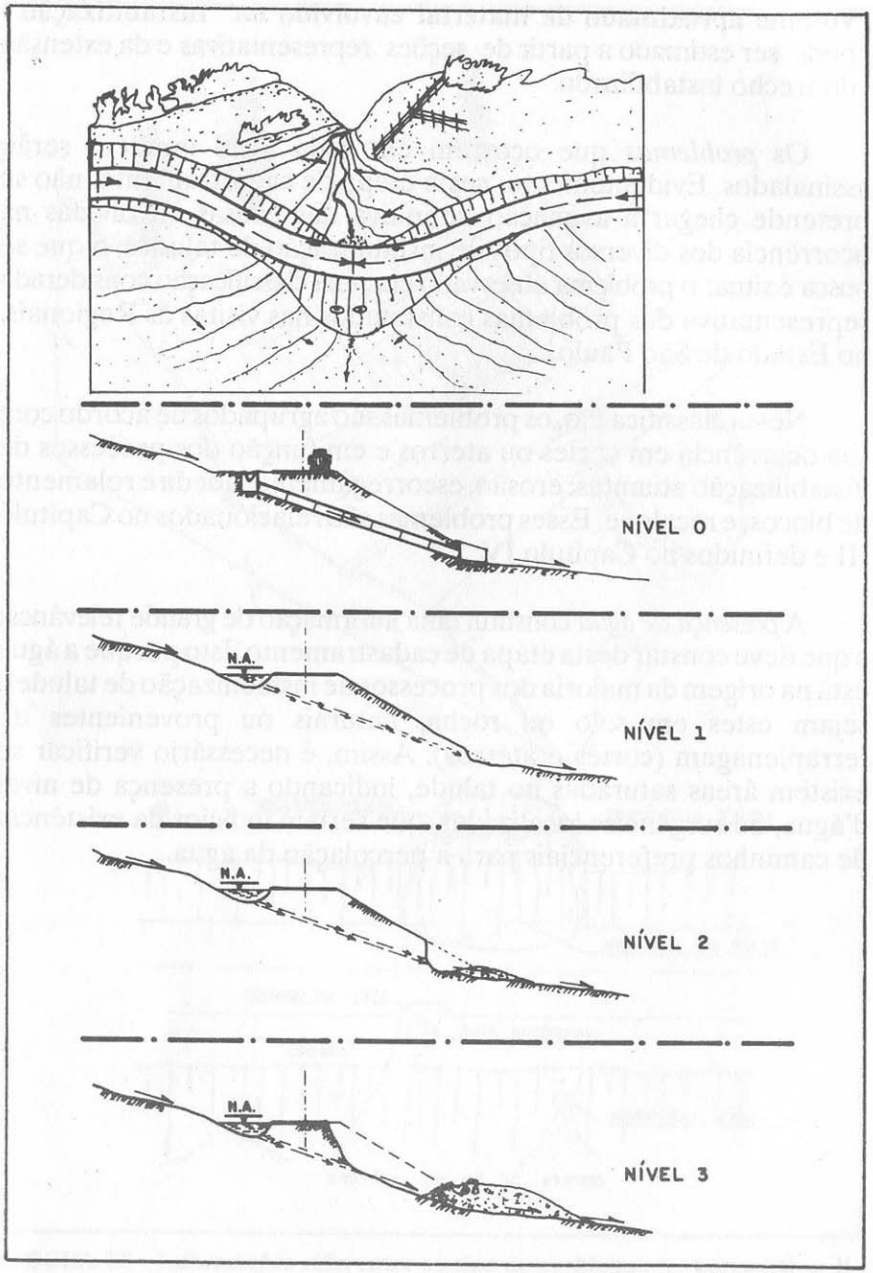


FIGURA I.6 - Níveis de risco para o tráfego de acordo com a gravidade da situação

Recomenda-se que estas informações referentes ao tipo de problema e presença de água sejam registradas através de um croqui simplificado (Figura I.5), no qual poderão também ser incluídos outros dados de interesse para o entendimento do problema.

2.2 Quadro II - Gravidade da situação

Uma vez identificados os principais aspectos para o reconhecimento dos problemas em cada local, procurar-se-á avaliar a gravidade da situação para o tráfego, de acordo com os seguintes níveis de risco (Figura I.6):

Nível 0 - O local encontra-se estabilizado, não oferecendo perigo para o tráfego. Este caso aplica-se aos locais onde já foram executadas obras, tendo sido incluído para permitir a atualização do cadastro.

Nível 1 - O problema encontra-se em estágio inicial de evolução, podendo oferecer perigo a longo prazo para o tráfego.

Nível 2 - O problema está em evolução, oferecendo perigo a curto ou médio prazo para o tráfego.

Nível 3 - O problema está em evolução, oferecendo perigo imediato para o tráfego, pois já houve ruptura ou está prestes a ocorrer. Neste caso, deverão ser tomadas *medidas emergenciais*, tais como: sinalizar, desviar o tráfego no trecho e impedir a infiltração de água.

DER - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO

DR- _____ RC- _____ DATA: ___/___/___ PREENCHIDA POR: _____

QUADRO-RESUMO DOS PROBLEMAS

IDENTIFICAÇÃO			DATA DO ÚLTIMO CADASTRO	PROBL. OCORRIDO EM			GRAVID. DA SIT. NA DATA DO ÚLT. CADASTRO (QUADRO II)	ORDEM DE PRIORIDADE (QUADRO III)	SOL. ADOTADA		SITUAÇÃO ATUAL				OBSERVAÇÕES
LOCAL	SP	km		CORTE (volume) (m3)	ATERRO (volume) (m3)	OBRA DE CONT. (TIPO)			PELO DER	POR FIRMA ESPECIALIZADA	PROJ. EM ELAB.	PROJ. CONCL. (DATA)	OBRA EM EXEC.	OBRA CONCL. (DATA)	

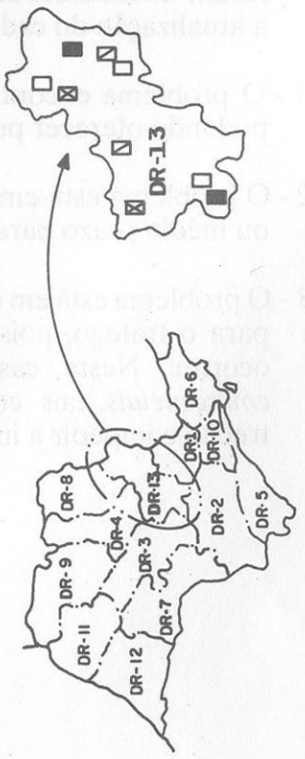


FIGURA I.7 - Quadro-resumo com a priorização e localização dos problemas

2.3 Quadro III - Priorização

As fichas de cadastro fornecem um panorama dos problemas e respectivos níveis de risco, dentro dos limites de cada Residência de Conservação e, conseqüentemente, de toda a Regional. Para facilitar a priorização, sugere-se que as informações contidas nas fichas sejam sintetizadas em um quadro-resumo, preenchido por Residência de Conservação, que poderá ser completado na segunda etapa dos trabalhos. Além disso, é interessante que os locais sejam indicados no mapa da Regional e a estes sejam associados símbolos correspondentes aos níveis de gravidade adotados (Figura I.7).

Com isso, é possível definir prioridades para os diversos locais cadastrados; nessa priorização, serão ponderados fatores ligados à gravidade da situação, à importância de cada local para a segurança da via, bem como à necessidade de se atuar sobre os problemas em sua fase inicial de desenvolvimento, e não apenas quando já foi constatada a ruptura, ou está na iminência de ocorrer.

Dessa análise, certamente resultarão subsídios valiosos para que a distribuição de recursos se faça de maneira racional, sendo aplicados, tanto quanto possível, em obras de estabilização que possam ser executadas pelo próprio DER.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO -DER DR- RC-			
FICHA Nº 2	DATA:_/_/_	PREENCHIDA POR:	
Local:	SP-	Km:	Fotos:
CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA			
Unidade de Análise	( ) I - Solo arenoso fino ( ) II - Sedimentos de bacias terciárias ( ) III - Rochas intrusivas básicas ( ) IV - Rochas sedimentares arenosas	( ) V - Rochas sedimentares silto-argilosas ( ) VI - Rochas cristalinas ( ) VII - Sedimentos litorâneos	
Características geológicas: Relevo: Tipo de material:			
Croqui detalhado, com seção transversal e vista frontal ou planta (utilizar o verso) Indicar espessura dos materiais, blocos, trincas, N.A. etc.			
DIAGNÓSTICO (CAUSAS PROVÁVEIS)			
( )Deficiência de proteção superficial ( )Deficiência de sistema de drenagem superficial ( )Concentração de água superficial ( )Deficiência de drenagem em travessia de talvegues ( )Deficiência do sistema de drenagem interna ( )Desestabilização por desagregação superficial ( )Corte com inclinação acentuada ( )Descontinuidades do maciço ( )Saturação de horizontes de solo	( )Descalçamento do talude por erosão ( )Desestabilização de corpo de tálus ( )Fundação com baixa capacidade de suporte ( )Preparo inadequado da fundação ( )Compactação inadequada ( )Outras. Especificar: ( )Faltam informações suficientes, havendo necessidade de investigações complementares. Especificar:	
MEDIDAS E OBRAS			
( )Medidas emergenciais - Especificar: ( )Obras a serem implantadas pelo DER - Especificar: ( )Obras que exigem projeto de estabilização - Especificar:			

FIGURA I.8 - Modelo de ficha para caracterização, diagnóstico, medidas emergenciais e obras

2.4 Quadro IV - Caracterização geológico-geotécnica expedita

Com esta atividade, inicia-se a segunda etapa da metodologia de atuação proposta, visando à estabilização de taludes rodoviários. Enquanto na primeira etapa procurou-se identificar os problemas, caracterizar a gravidade da situação para o tráfego e estabelecer prioridades, pretende-se, nesta segunda etapa, complementar as informações anteriormente coletadas, de forma a possibilitar o conhecimento das causas dos processos de instabilização atuantes e a recomendação de obras.

Considera-se, portanto, imprescindível que todos os locais cadastrados sejam analisados na segunda etapa de atividades, independentemente da prioridade que tenha sido atribuída aos mesmos.

Para tanto, propõe-se a ficha apresentada na Figura I.8. Cabe relembrar a importância das fichas para o planejamento dos serviços de conservação: as informações são dispostas de maneira uniforme, permitindo inclusive o seu preenchimento por técnicos diferentes de uma mesma equipe. Com isso, torna-se mais fácil a organização da alocação de mão-de-obra, para garantir a continuidade dos trabalhos.

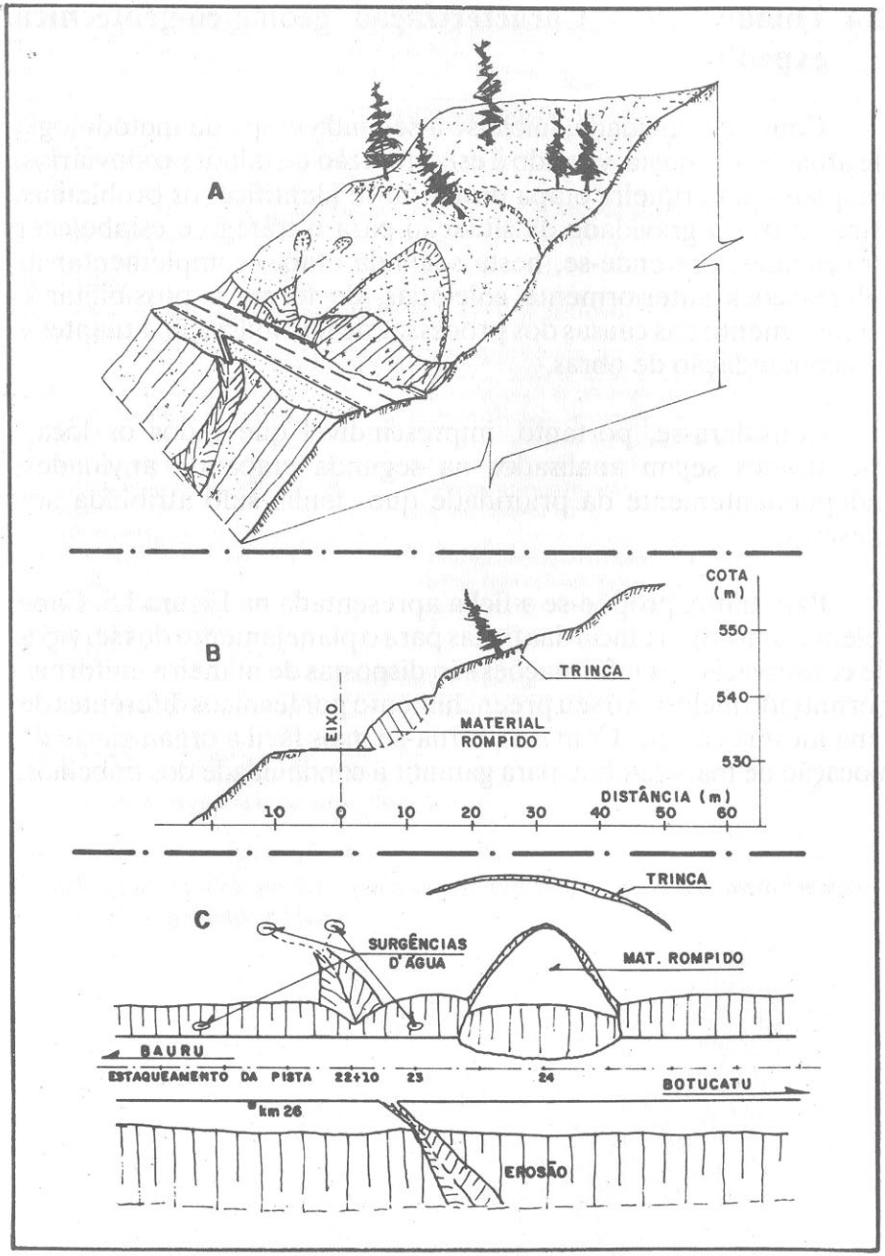


FIGURA I.9 - Croqui detalhado. A - perspectiva; B - seção transversal; C - planta e/ou vista frontal

A caracterização geológico-geotécnica será feita de maneira simplificada, com base nas unidades de análise definidas no Capítulo III. Deverão ser especificadas as características geológicas, o tipo de relevo e os materiais constituintes da unidade de análise assinalada.

Além disso, recomenda-se a elaboração de um croqui mais detalhado do que o proposto na primeira etapa, com uma seção transversal e uma vista frontal ou planta. Nele serão indicados dados específicos do local, não contemplados na descrição da unidade de análise, tais como: localização de trincas, surgências d'água localizadas, pontos de concentração de água por escoamento ou infiltração, espessura e tipo do(s) material(ais) afetado(s) pela instabilização, estruturas residuais presentes no solo de alteração, presença de blocos e problemas de drenagem. É importante que seja inspecionada a área ao redor do local instabilizado, onde muitas vezes encontram-se sinais de movimentação do terreno; assim, por exemplo, em cortes e aterros, deve-se observar se há árvores inclinadas ou trincas eventualmente escondidas pela vegetação (Figura I.9).

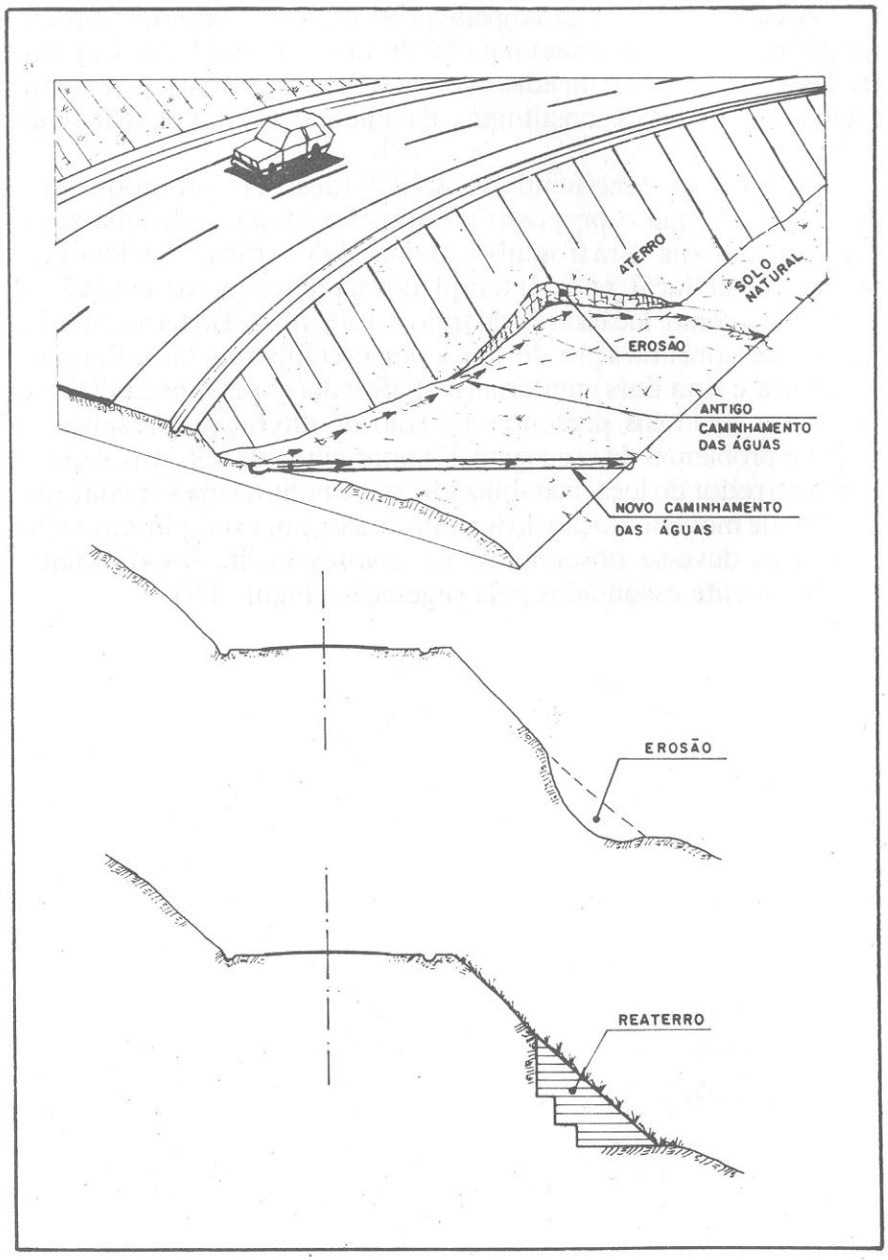


FIGURA I.10 - Exemplo de uma solução simples, para um problema em seu estágio inicial

2.5 Quadro V - Informações disponíveis

Os dados coletados na caracterização geológico-geotécnica expedita, somados àqueles constantes da ficha de cadastramento, deverão ser avaliados para responder à seguinte pergunta:

As informações disponíveis são suficientes para o entendimento do problema?

Em caso afirmativo, é possível fazer o *diagnóstico* (Figura I.2 - Quadro V.1), assinalando-se, na própria ficha, as causas prováveis dos processos de instabilização atuantes no local. Essas causas foram listadas a partir das visitas às Regionais (no Capítulo IV são apresentados comentários sobre cada uma delas). Com base no diagnóstico, será indicada, na ficha, a *solução proposta* (Figura I.2 - Quadro V.2). Caso o local tenha sido classificado em perigo imediato, as medidas emergenciais já implantadas também serão registradas na ficha, independentemente de outras obras previstas.

Deve-se ressaltar que todo o encaminhamento das atividades de caracterização geológico-geotécnica e diagnóstico tem como objetivo fornecer aos engenheiros e técnicos das Regionais o maior número possível de elementos que lhes permita decidir sobre a possibilidade de executar uma solução simples (Figura I.10), isto é, uma obra que possa ser implantada pela própria equipe de

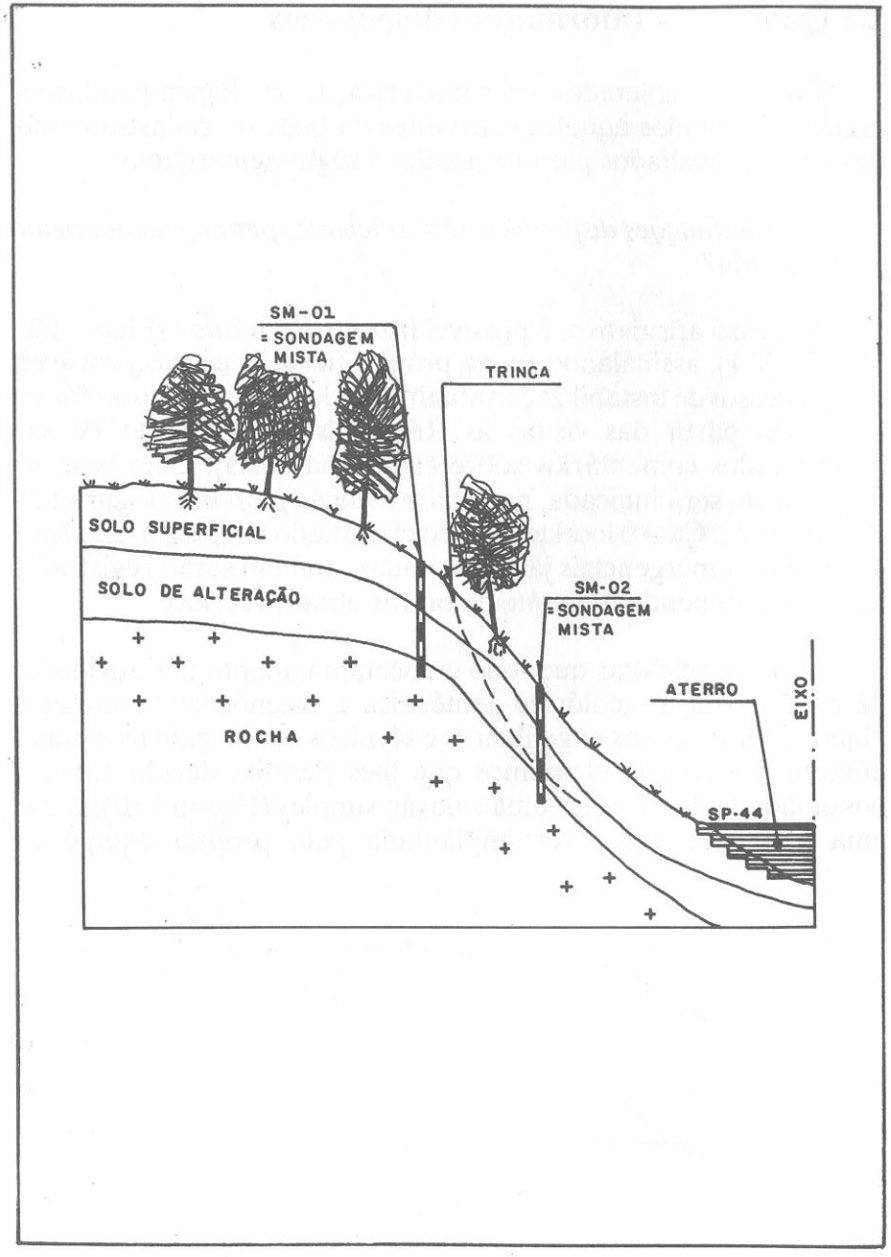


FIGURA I.11 - Investigações suplementares, necessárias para o entendimento do problema

conservação. Evidentemente, não existem obras-tipo que se incluem nessa categoria, pois uma solução considerada simples por uma Regional pode ser de difícil implantação para outra, dependendo da capacitação técnica existente, bem como da disponibilidade de materiais, equipamentos e recursos.

Os vários tipos de obras de estabilização, incluindo suas principais características, campo de aplicação e cuidados na implantação e conservação são tratados no Capítulo VI deste Manual.

2.6 Quadro VI - Investigações

Em certas situações, as informações disponíveis podem não ser suficientes para o entendimento do problema, sendo necessárias investigações complementares, tais como: sondagens e ensaios de laboratório (Figura I.11). Este fato gera a seguinte questão:

As investigações podem ser realizadas pelo DER?

Caso a resposta seja afirmativa, realizam-se essas investigações e, obtidos os resultados, volta-se ao Quadro V, para avaliar se os novos dados tornam possível o entendimento do problema e a adoção de uma solução simples.

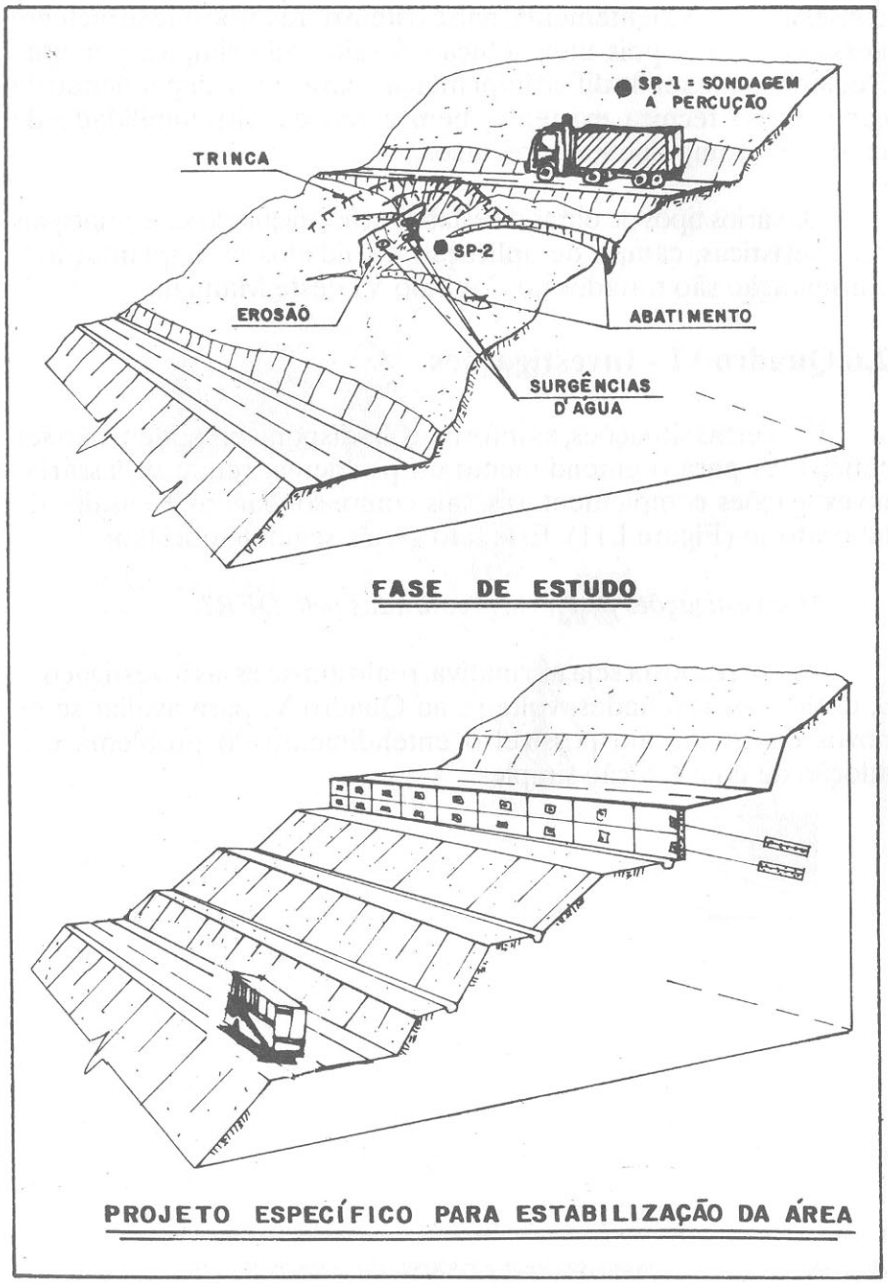


FIGURA I.12 - Estudo e projeto realizados por firma especializada

2.7 Quadros VII,VIII e IX - Encaminhamento para firmas especializadas

Se a resposta à questão do Quadro VI for negativa, haverá necessidade de se recorrer a uma firma especializada, que se encarregará de executar as *investigações* necessárias ao diagnóstico definitivo do problema, através de sondagens, ensaios de laboratório e instrumentação, assim como de elaborar o projeto específico de estabilização (Figura I.12). Aqui, novamente, as informações disponíveis através das fichas serão de grande importância para orientar as investigações a serem realizadas.

Cabe ressaltar que, mesmo com a contratação de uma firma especializada, é fundamental que o DER continui acompanhando a realização destes trabalhos.

Os aspectos considerados mais relevantes de cada uma das fases envolvidas em um projeto de estabilização são tratados no Capítulo V.

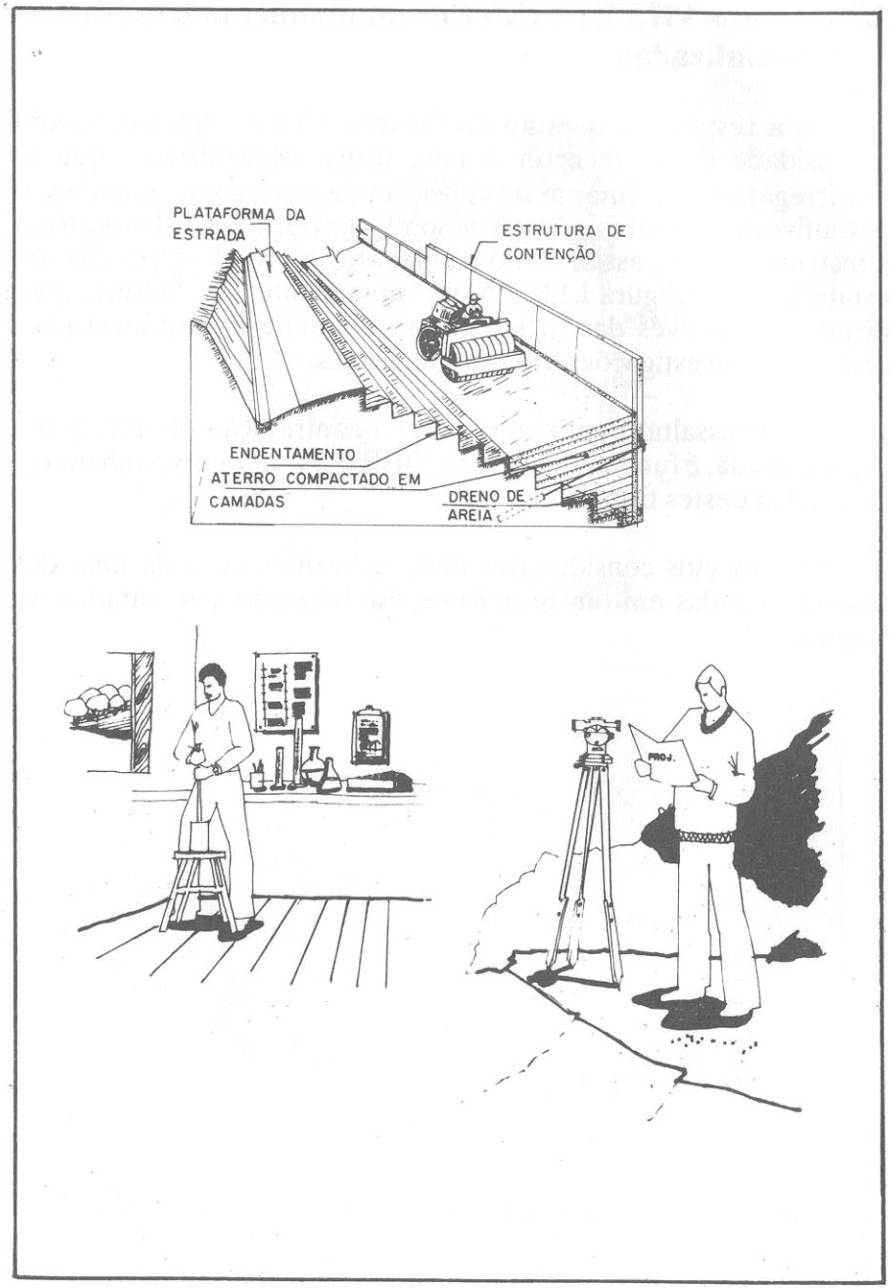


FIGURA I.13 - Acompanhamento e fiscalização de uma obra

2.8 Quadro X - Execução da obra e fiscalização

A fase mais crítica de uma obra de estabilização de taludes ocorre durante a sua execução; o desempenho da obra será, portanto, tão mais satisfatório quanto mais cuidadosa for a sua implantação. Desta forma, é essencial que haja um acompanhamento contínuo e uma fiscalização rigorosa, independentemente de se tratar de uma solução simples, implantada pelo DER, ou de uma obra projetada por firma especializada (Figura I.13).

Além disso, no caso de obras de estabilização de taludes, por mais detalhadas que tenham sido feitas as investigações geológico-geotécnicas, é muito freqüente que seja necessário introduzir adequações e adaptações durante sua execução, em função das condições locais encontradas quando da realização dos trabalhos. Para a realização de tais adequações, é fundamental que seja feito o acompanhamento por engenheiro geotécnico devidamente familiarizado com a filosofia de concepção da obra. Especialmente quando tiver sido elaborado um projeto específico, as adequações terão de ser compatíveis com esse projeto, sendo, então, conveniente a assessoria da própria firma projetista. Eventuais alterações devem ser documentadas, de modo a constarem dos registros do DER a respeito da obra.

Cabe também salientar que a implantação das obras previstas deve ser realizada integralmente, uma vez que elas compõem um conjunto de medidas que atua de forma integrada nas causas da instabilização. A não execução total da obra, incluindo todos os serviços de drenagem e proteção superficial, pode prejudicar bastante suas condições de estabilidade, chegando até a provocar a perda total dessa obra.

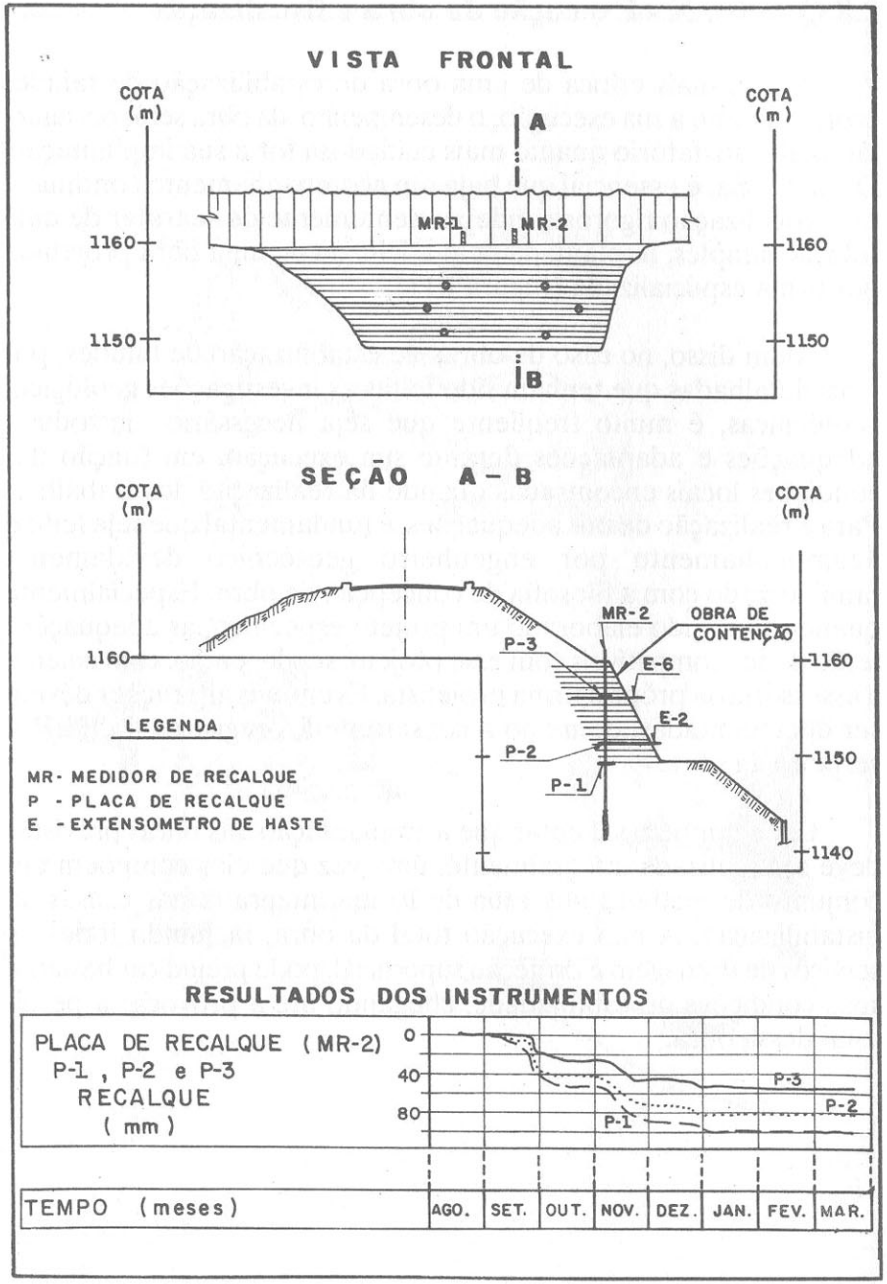


FIGURA I.14 - Instrumentação de campo e acompanhamento dos seus resultados

2.9 Quadro XI - Avaliação de desempenho

Esta atividade tem por objetivo aferir a eficiência das obras de estabilização durante um certo período após sua implantação, de modo que seja possível detectar eventuais problemas, tomando-se as medidas necessárias para sua correção quando estes ainda se encontram em um estágio inicial de desenvolvimento.

A avaliação de desempenho pode ser feita através de inspeção local ou instrumentação. Neste segundo caso, a avaliação deve ser realizada através de um planejamento, operação e análise de resultados dos instrumentos específicos para o tipo de problema e solução adotada (Figura I.14).

A duração do período de avaliação e o tipo de observação (inspeção ou instrumentação) depende da importância e do porte da obra, bem como do local e do grau de segurança exigido; entretanto, a avaliação deve ser feita tanto no caso de obras implantadas pelo DER como naquelas que tiveram projeto executado por firma especializada.

Em obras de drenagem e proteção superficial, por exemplo, a observação é realizada através de inspeções locais, enquanto para obras de contenção, torna-se necessária, geralmente, a instalação de instrumentos. Em qualquer caso, porém, o período mínimo de observação deve ser correspondente a um ciclo hidrológico, só podendo ser encerrado quando houver comprovação de desempenho eficiente da obra.

DER - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO

DR - _____ RC- _____ DATA: __/__/__ PREENCHIDA POR: _____

QUADRO-RESUMO DOS PROBLEMAS

IDENTIFICAÇÃO			DATA DO ÚLTIMO CADASTRO	PROBL. OCORRIDO EM			GRAVID. DA SIT. NA DATA DO ÚLT. CADASTRO (QUADRO II)	ORDEM DE PRIORIDADE (QUADRO III)	SOL. ADOTADA		SITUAÇÃO ATUAL				OBSERVAÇÕES
LOCAL	SP	km		CORTE (volume) (m³)	ATERRO (volume) (m³)	OBRA DE CONT. (TIPO)			PELO DER	POR FIRMA ESPECIALIZADA	PROJ. EM ELAB.	PROJ. CONCL. (DATA)	OBRA EM EXEC.	OBRA CONCL. (DATA)	

FIGURA I.15 - Atualização do quadro-resumo para permitir uma reavaliação na priorização dos problemas cadastrados

O acompanhamento do desempenho cumpre também um papel importante durante a fase de implantação, principalmente nos casos em que a completa definição da obra depende das condições encontradas em campo; assim, em função dos resultados obtidos através da instrumentação, pode-se, em certas situações, decidir por obras de porte inferior àquele inicialmente previsto, com consequente redução de custos.

2.10 Quadro XII - Atualização do cadastro

A implantação de obras de estabilização, acompanhada do respectivo período de avaliação de desempenho, não encerra o conjunto de atividades que caracteriza a metodologia proposta para a manutenção de taludes rodoviários. Fica concluído, na realidade, o primeiro ciclo de cadastramento, priorização das intervenções e execução de obras, que deve ser atualizado periodicamente, através de visitas aos locais inicialmente cadastrados, e da observação de outros locais, onde possam estar ocorrendo processos de instabilização não identificados anteriormente.

Desta forma, nos locais onde foram implantadas obras, quaisquer modificações havidas em função da construção e da avaliação de desempenho deverão ser registradas e constarem da atualização do cadastro. Além disso, com a atualização, o próprio desempenho da obra é reavaliado periodicamente, possibilitando, assim, a verificação da sua eficiência ao longo do tempo e a correção de eventuais problemas (Figura I.15).

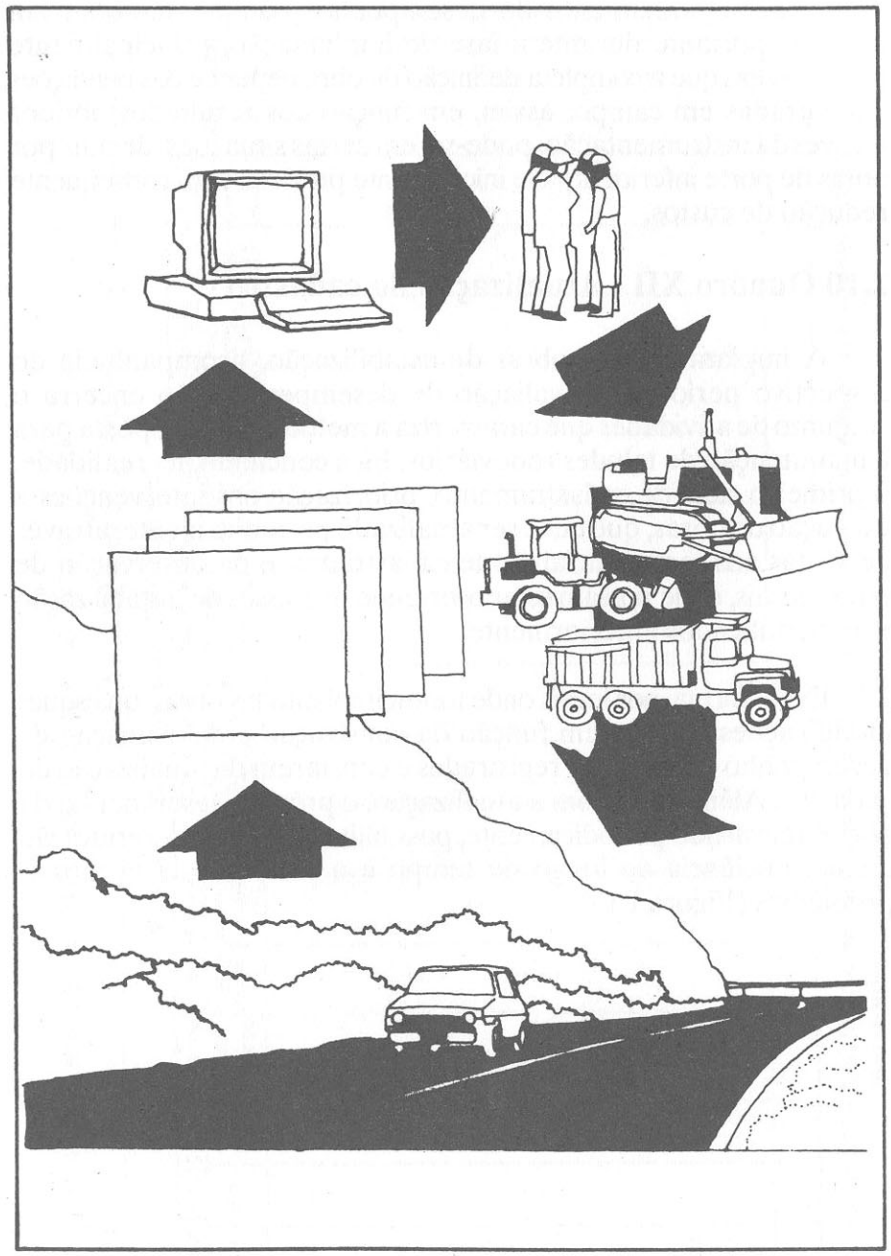


FIGURA I.16 - Criação de um banco de dados informatizado, a partir das fichas cadastrais de cada Divisão Regional

Por outro lado, a atualização do cadastro permite que se reveja a priorização inicialmente estabelecida, em função de haver evolução de problemas em locais onde ainda não tinham sido implantadas obras, ou de se constatar a ocorrência de problemas em outros locais ainda não cadastrados.

Recomenda-se a utilização da própria ficha de cadastramento (Figura I.3) para esta atividade, a ser preenchida nos itens de interesse para cada local e em cada situação. Evidentemente, quando não houver evolução do problema ou quando o local já tiver sido estabilizado através de obras, fica dispensado o preenchimento de toda a ficha. Por outro lado, quando for observada evolução do problema ou quando se tratar de novo cadastramento, é necessário o seu preenchimento completo e também a ficha referente à caracterização geológico-geotécnica e diagnóstico (Figura I.8). Em todos esses casos, é importante assinalar a gravidade da situação, para que sejam tomadas as medidas correspondentes.

A continuidade dessa metodologia de trabalho permite que se estabeleça uma sistematização das atividades de manutenção. Para cada local poderá ser elaborado um dossiê, com as informações das fichas e dados sobre as obras executadas; com isso, será possível completar o preenchimento dos quadros-resumo (Figura I.15) utilizados na priorização, os quais fornecerão um panorama constantemente atualizado da situação da malha viária de cada Regional, além de subsidiarem a criação de um banco de dados informatizado para o DER como um todo (Figura I.16).

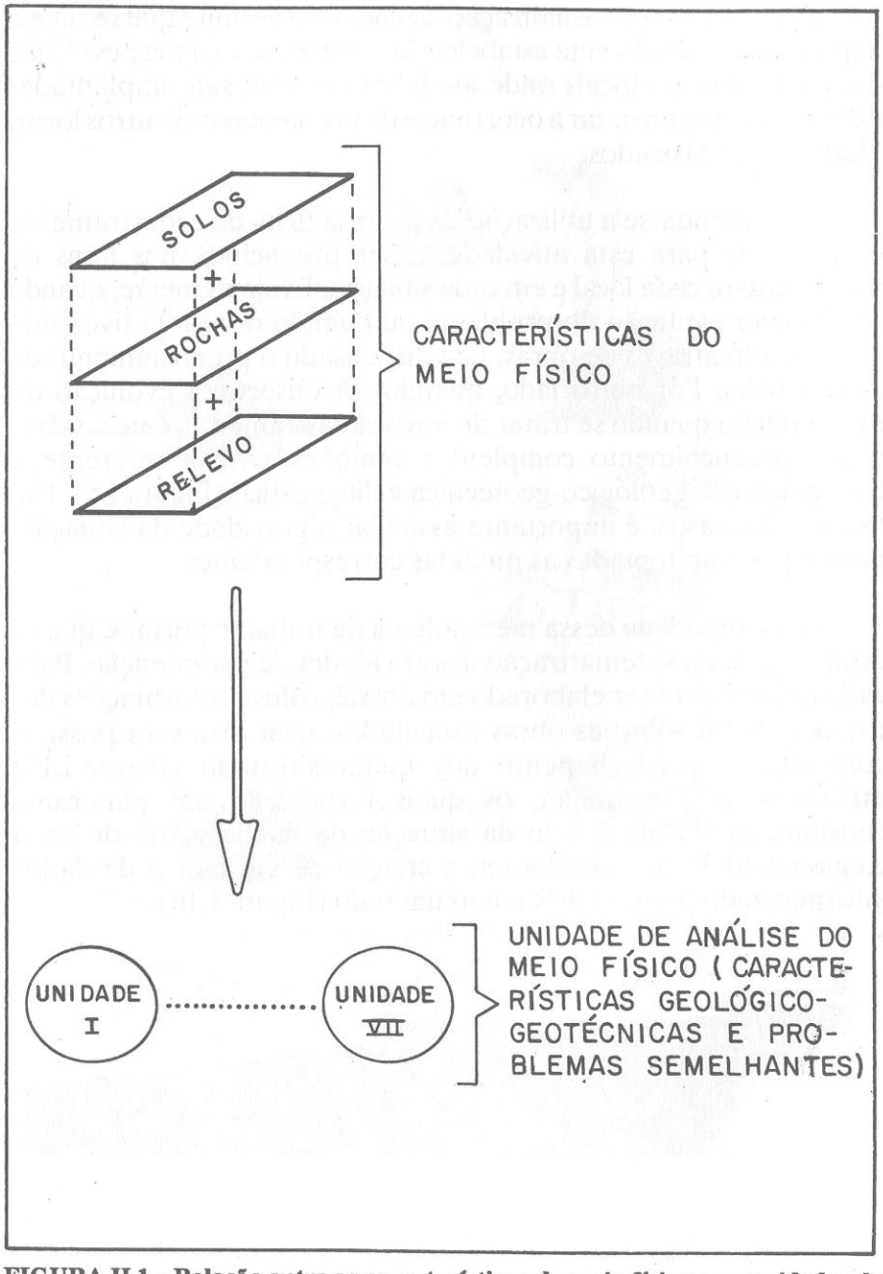


FIGURA II.1 - Relação entre as características do meio físico e as unidades de análise

Capítulo II
CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS BÁSICOS NO ESTADO DE SÃO PAULO

A utilização do conhecimento das características do meio físico (solo, rocha, relevo etc.) é fundamental para o entendimento dos fenômenos geológicos, que podem ser deflagrados, induzidos ou acelerados pela intervenção humana no meio ambiente.

De modo a fornecer uma visão geral destes aspectos no Estado de São Paulo, assim como permitir melhor compreensão dos problemas, que serão posteriormente apresentados, são aqui descritos, sucintamente, os aspectos geomorfológicos regionais (unidades de relevo e províncias geomorfológicas), os aspectos geológicos regionais e os aspectos gerais dos solos. A partir deste entendimento, são delimitadas as unidades de análise do meio físico, que são consideradas unidades homogêneas em relação ao comportamento frente às solicitações impostas com a implantação de rodovias.

Esta divisão permite uma melhor caracterização e identificação de problemas relativos a taludes de rodovias (Figura II.1).

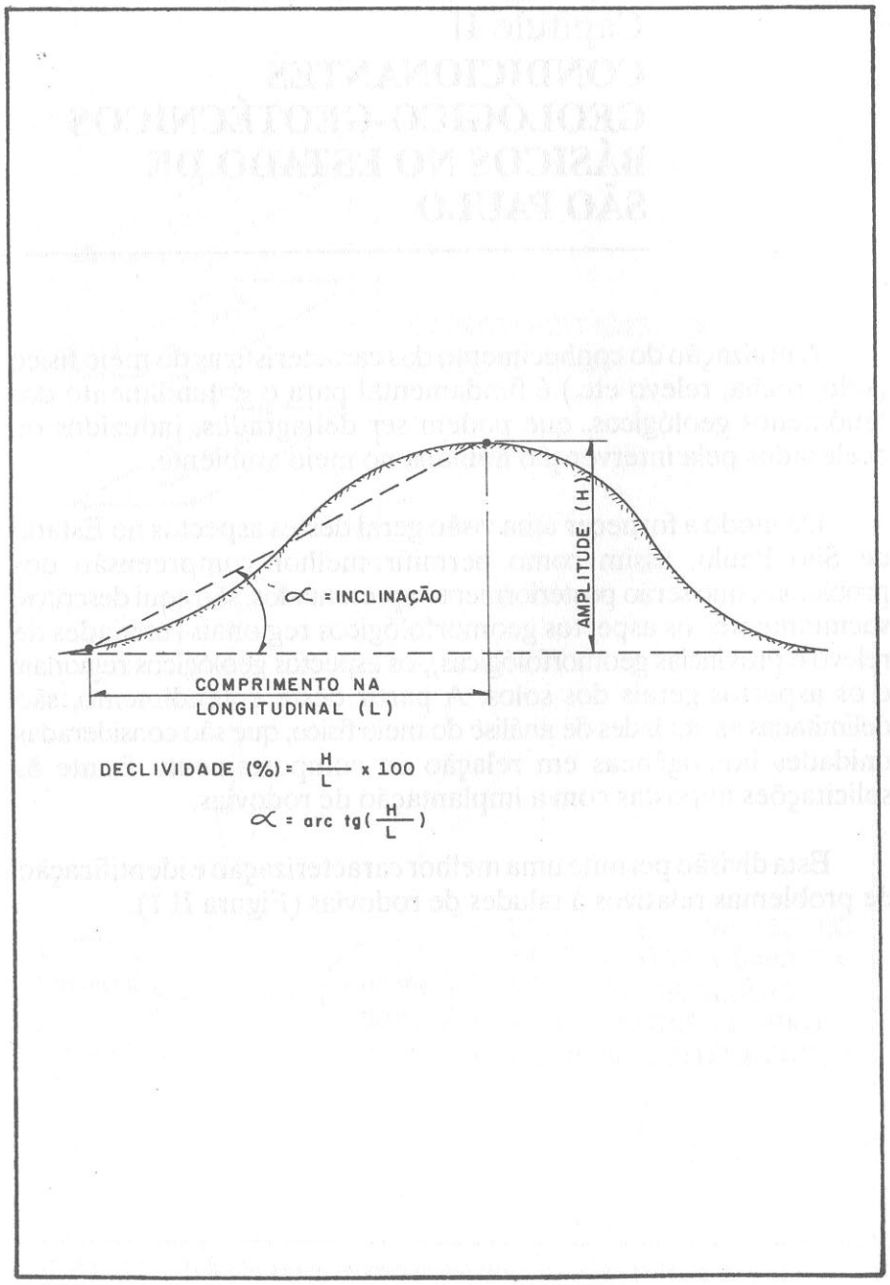


FIGURA II.2 - Amplitude e declividade de uma encosta

1 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS REGIONAIS

O agrupamento de grandes formas do relevo definem as Províncias Geomorfológicas, com padrões gerais semelhantes de topografia, solos e vegetação, conforme descrito no item 1.2. Partes menores de cada Província, como escarpas, morros e colinas, formam as Unidades de Relevo. Estas, por sua vez, são compostas por feições particulares variadas, tais como a crista, o flanco e o sopé de uma escarpa, delimitando seus Elementos.

Neste Manual, devido à escala de trabalho adotada, é possível delimitar apenas as Unidades de Relevo e as Províncias Geomorfológicas.

1.1 Unidades de relevo

A divisão do sistema de relevo do Estado de São Paulo, apresentada neste Manual, teve por objetivo delimitar as diferentes regiões, cujos atributos físicos distintos permitissem demarcar os terrenos de acordo com seu comportamento característico frente à implantação de uma rodovia.

Esta divisão considera basicamente os fatores amplitude e declividade das formas superficais do terreno, em nível regional (Figura II.2).

Tendo em conta a escala do trabalho, as unidades de relevo foram delimitadas segundo suas áreas de maior concentração. Dentro do escopo proposto por este Manual, foram consideradas as seguintes Unidades de Relevo (Figura II.3):

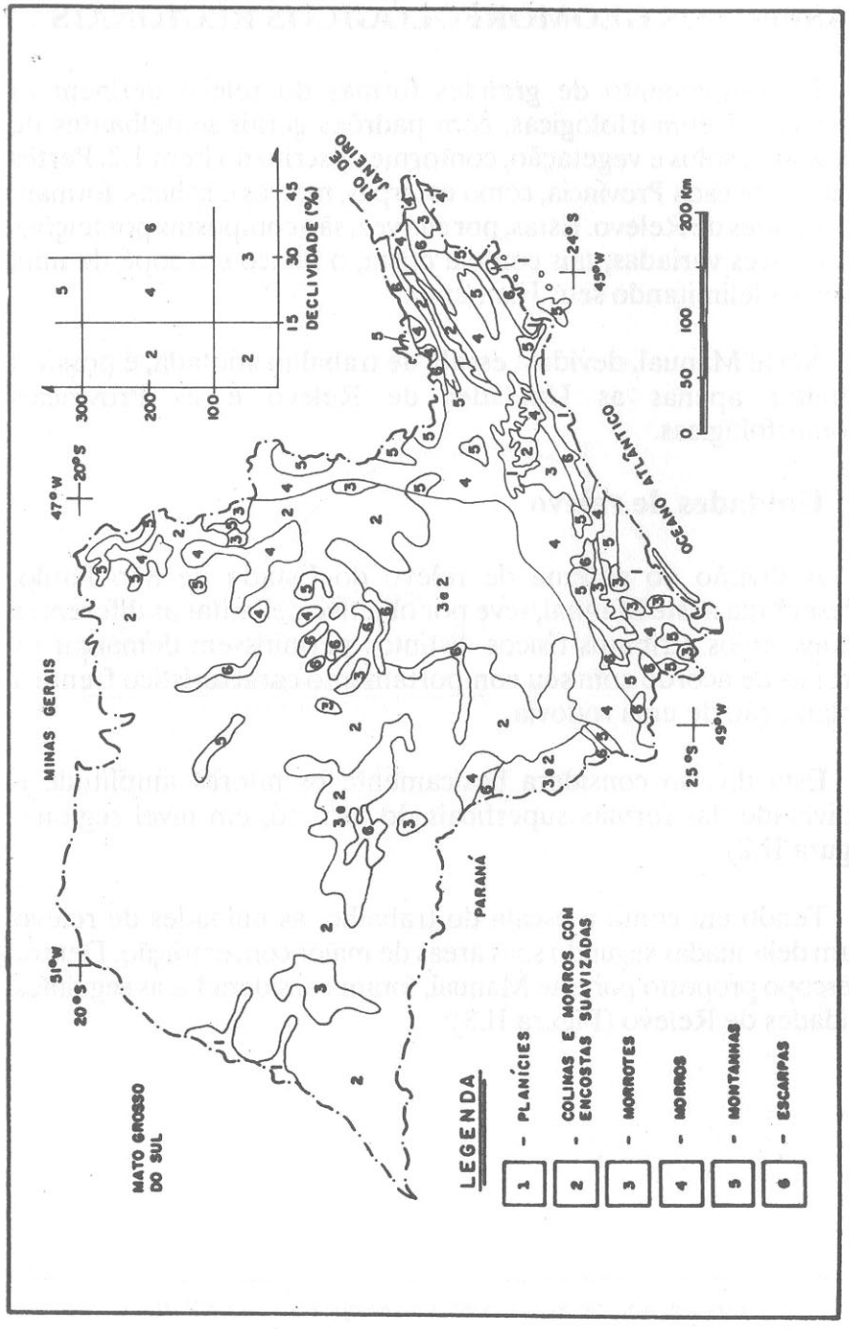


FIGURA II.3 - Áreas de concentração das unidades de relevo

. *Planícies* - superfícies aplainadas que, dependendo da origem de suas formas, podem se constituir em Planícies Aluvionares (com ocorrência ao longo das drenagens) ou Planícies Costeiras (ligadas a processos litorâneos com distribuição na orla marítima).

. *Colinas* - relevo pouco acentuado com declividades predominantes de até 15% e amplitudes locais abaixo de 100 m.

. *Morros com encostas suavizadas* - relevo pouco acentuado, com declividade predominante abaixo de 15% e amplitudes locais entre 100 e 300 m. Neste trabalho, esta unidade e a de colinas foram demarcadas conjuntamente, por apresentarem terrenos com comportamentos semelhantes em relação às rodovias existentes.

. *Morrotes* - relevo com declividades predominantes acima de 15%, porém com amplitudes locais abaixo de 100 m.

. *Morros* - relevo com declividades predominantes acima de 15% e amplitudes locais entre 100 e 300 m.

. *Montanhas* - relevo com declividades predominantes acima de 15% e amplitudes locais acima de 300 m.

. *Escarpas* - relevo de maior energia, com declividades predominantes acima de 30% e amplitudes locais acima de 100 m.

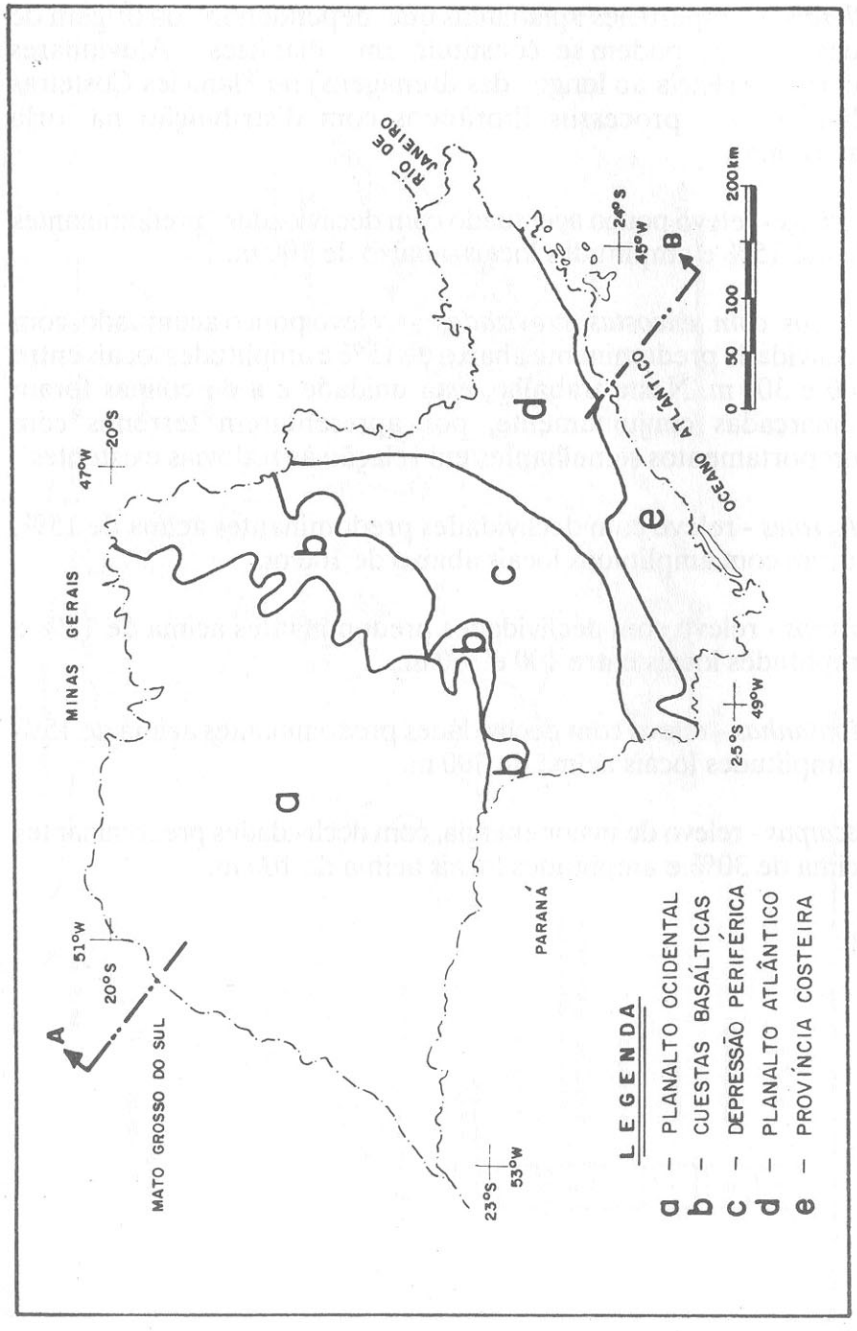


FIGURA II.4 - Províncias geomorfológicas

1.2 Províncias geomorfológicas

Têm sido adotadas para o Estado de São Paulo cinco grandes Províncias Geomorfológicas, apresentadas a seguir, na seqüência em que são encontradas, a partir do Rio Paraná até o Oceano Atlântico: Planalto Ocidental, Cuestas Basálticas, Depressão Periférica, Planalto Atlântico e Província Costeira (Figuras II.4 e II.5).

Feições subordinadas do relevo subdividem estas províncias, constituindo-se nas suas unidades.

Planalto Ocidental

Abrange uma área de cerca de 50% do Estado, ocupada na sua maior parte por relevos levemente ondulados de colinas e morros com encostas suavizadas.

Morrotes eventuais destacam-se na forma de platôs residuais, sustentados por rochas areníticas, com forte cimentação carbonática.

Planícies aluviais aparecem de forma mais significativa junto aos maiores rios da região.

Em alguns pontos localizados, podem ser encontrados relevos mais acentuados, porém de pequena expressão cartográfica.

O limite leste do Planalto se dá com uma mudança gradual do relevo, na região das Cuestas Basálticas.

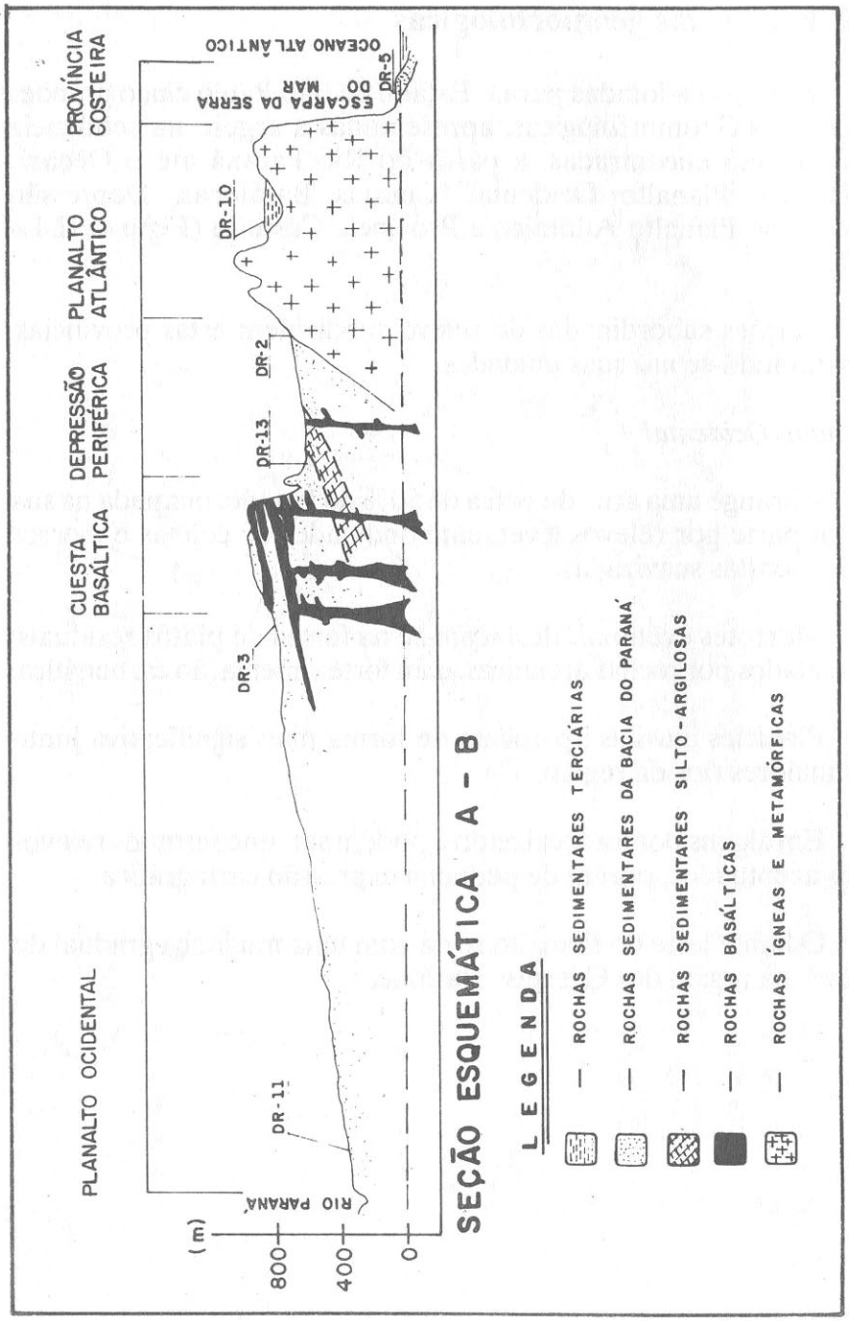


FIGURA II.5 - Províncias geomorfológicas - seção esquemática

Cuestas Basálticas

A região de rochas basálticas sustenta um relevo de cuestas, apresentando uma sucessão de grandes plataformas estruturais de relevo suavizado, inclinadas em direção ao Planalto Ocidental, e relevo escarpado, com desníveis variados, na faixa leste que limita com a Depressão Periférica.

Depressão Periférica

Representa uma faixa deprimida entre as Cuestas Basálticas e o Planalto Atlântico, que chega a atingir 120 km de largura.

Mostra relevo bastante alternado, com predominância de colinas, porém com trechos de entalhamento mais profundo da drenagem, formando morrotes e morros de vertentes mais abruptas.

Planalto Atlântico

Define uma região de terras altas, com grande variedade topográfica, que apresenta desde planícies até as escarpas das serras que se localizam nesta província. Desta forma, é subdividido em várias zonas e subzonas, agrupando topografias semelhantes.

Província Costeira

Corresponde à área do Estado drenada diretamente para o mar e constitui-se basicamente nas zonas da Serrania Costeira, onde se destacam as escarpas da Serra do Mar, e na Baixada Litorânea, com suas planícies separadas por esporões da serra e ponteadas por pequenas elevações que variam de colinas a morros.

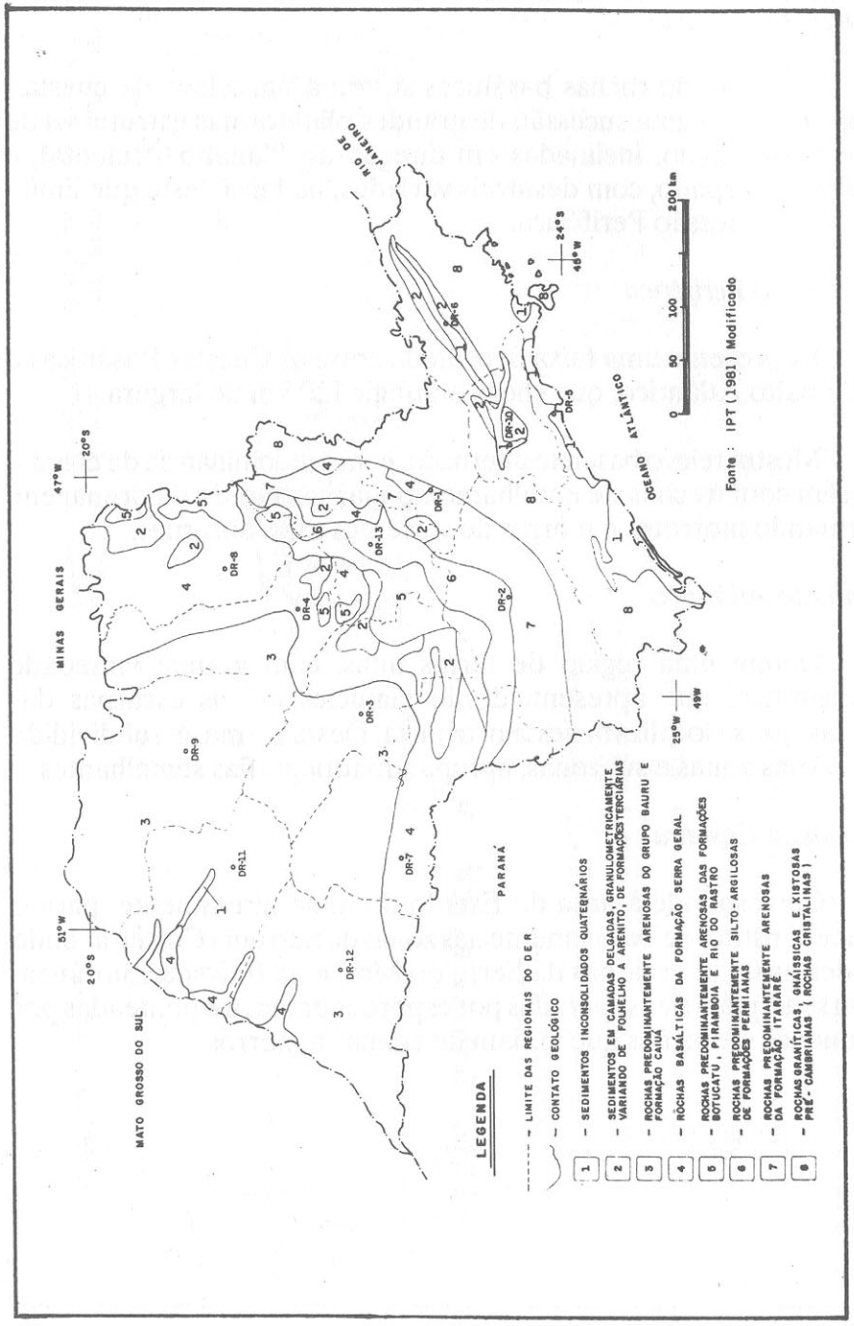


FIGURA II.6 - Esboço geológico

2 ASPECTOS GEOLÓGICOS REGIONAIS

A geologia do Estado de São Paulo apresenta um embasamento que engloba unidades bastante heterogêneas de rochas magmáticas e metamórficas, tradicionalmente denominado *Complexo Cristalino*, que aflora essencialmente no Planalto Atlântico (Figura II.6 - nº 8 da legenda).

Sobre este embasamento acumularam-se extensos pacotes sedimentares, preenchendo grandes bacias e iniciando a formação das *Rochas Sedimentares* da Bacia do Paraná (nº 5, 6 e 7).

A ocorrência de processos tectônicos, no Mesozóico, formadores de espessos derrames e numerosos diques e sills, levaram posteriormente ao aparecimento de *Rochas Básicas* (nº 4), seguidas pela deposição de novas formações sedimentares (nº 3). A resistência ao processo erosivo oferecida pelos derrames basálticos sustenta as Cuestas Basálticas, separadas dos terrenos elevados do Planalto Atlântico por uma longa depressão, onde afloram predominantemente rochas sedimentares.

Posteriormente, durante o Terciário, o Embasamento Cristalino exposto passa por outra fase erosiva intensa, concomitantemente ao início de ocorrência de falhamento, com movimentos de soerguimento e subsidência de blocos que originaram um conjunto de *Bacias Terciárias*, onde se destacam as de São Paulo e Taubaté (nº 2).

QUADRO II.1 - Idades das formações geológicas em milhões de anos (ma)

Idade (ma)	Era geológica	Período geológico	Formações geológicas	Unidades de análise
0	Cenozóico	Quaternário	Sedimentos inconsolidados quaternários	VII
1,8				
65		Terciário	Sedimentos variados de bacias terciárias	II
100	Mesozóico	Cretácio	Rochas arenosas (Fm. Caiuá/ Grupo Bauru)	IV
130			Rochas basálticas (Fm. Serra Geral, Fm. Botucatu)	III
160		Jurássico		
200			Rochas arenosas (Fm. Botucatu, Fm. Pirambóia, Fm. Rio do Rastro)	IV
230		Triássico		
235	Paleozóico	Permiano Superior	Rochas silto-argilosas (Fm. Permianas, Fm. Terezina, Fm. Serra Alta, Fm. Irati, Fm. Corumbataí)	V
251				
345		Permiano Médio	Rochas arenosas (Grupo Tubarão)	IV
410		Devoniano		
570	Eopaleozóico	Cambriano Ordoviciano	Rochas graníticas, gnáissicas e xistosas do Complexo Cristalino	VI
2500	Proterozóico	Pré-cambriano		
4500	Arqueano			

Cobrindo a maior parte das rochas sedimentares, são encontrados *Solos Arenosos Finos* de gênese ainda bastante controvertida, muitas vezes definida como resultado de eventos erosivos e deposicionais cenozóicos, sendo que, atualmente, parte destes solos é considerada uma evolução pedológica da rocha subjacente.

Na faixa costeira, as formações cenozóicas foram regidas pelos ambientes característicos da interface continental/marinha. Sobre estas formações ocorreu a deposição de outros sedimentos mais recentes, formando terraços marinhos, fluviais, lacustres e mistos, além de mangues, associados às desembocaduras de rios e canais estuarinos. Este conjunto de depósitos caracteriza os *Sedimentos Litorâneos* (nº 1).

O Quadro II.1 apresenta as idades das formações geológicas do Estado de São Paulo.

3 ASPECTOS GERAIS DOS SOLOS E PERFIL DE INTEMPERISMO

As diferentes áreas do conhecimento, que de alguma forma estudam o solo (geologia, geotecnia, agronomia, geografia etc.), consideram este material de maneiras distintas, dependendo do objetivo a que cada uma destas áreas se propõe. Tal situação, conseqüentemente, originou diferentes definições e classificações do solo, com variações até dentro de uma mesma área, representando suas diversas correntes. É o caso, por exemplo, da Mecânica de Solos, originada em países de clima temperado, onde os solos apresentam características e comportamentos diferentes dos nossos.

O solo tropical, em conseqüência da temperatura elevada e intensa pluviosidade, sofre um processo denominado laterização, caracterizado pela produção de compostos insolúveis de ferro e alumínio (sesquióxidos) e por liberação da sílica, que se mantém dispersa e suscetível à lixiviação. Atualmente, o meio técnico nacional tem alterado conceitos tradicionais elaborados por pesquisadores que estudam solos de clima temperado, em função do entendimento da influência que o clima tropical tem nas suas propriedades.

No meio rodoviário, o solo é considerado genericamente como material terroso natural, que compõe a parte superficial da crosta terrestre, e que pode ser escavado mecanicamente (por pá, picareta e máquinas de terraplenagem), sem necessidade do uso de explosivos.

O solo é constituído de camadas ou horizontes de compostos minerais e/ou orgânicos, com variadas espessuras, que formam o seu perfil de intemperismo.

Os horizontes do solo são geralmente inconsolidados, mas alguns contêm suficientes porções de sílica, carbonatos ou óxidos de ferro para cimentá-los, ou então, preservam estruturas da rocha de origem que lhes conferem maior consistência.

3.1 Classificação genética dos solos

Do ponto de vista genético, pode-se classificar os solos em três tipos: orgânico, transportado e residual.

Solo orgânico

Onde se encontra grande quantidade de material orgânico, apresentando coloração preta ou acinzentada. Tem-se uma ocorrência generalizada deste tipo de solo na parte superficial dos terrenos, com pequenas espessuras(até 30 cm), decorrente da ação biológica. Com espessuras mais significativas, é encontrado nas várzeas dos rios e nos mangues da baixada litorânea.

Solo transportado

Solo resultante da erosão, transporte e sedimentação de material procedente da decomposição da rocha ou de outro solo. Os solos transportados classificam-se em *solos aluvionares*, transportados e depositados pelos rios, e *solos coluvionares*, transportados pela ação combinada da gravidade e das águas pluviais, e depositados ao longo das encostas.

Dentre os solos coluvionares, têm destaque os *corpos de tálus*, que são constituídos por material de granulometria bastante heterogênea, com blocos e fragmentos de rocha em matriz arenosa a argilosa, acumulados nos anfiteatros existentes nas encostas ou em sua base. Sua constituição propicia a circulação intensa e desordenada de água, cujos fluxos variam ao longo do processo de acomodação dos depósitos. Face às suas características, apresentam-se como corpos altamente instáveis frente a modificações de sua geometria, quando submetidos a cortes ou aterros, e alterações no sistema de infiltração e circulação de águas, pela implantação da rodovia.

Solo residual

Solo desenvolvido a partir de material cuja origem é proveniente da rocha imediatamente subjacente.

Seu horizonte superior geralmente encontra-se mais evoluído pedogeneticamente, não apresentando indícios da rocha matriz visíveis a olho nu. Conforme se aprofunda em seu perfil, começam a aparecer vestígios de estruturas da rocha, inclusive matacões e horizontes de rocha alterada. Neste caso, o solo residual é conhecido também por *solo saprolítico* ou *solo de alteração de rocha.*

Quando o intemperismo da rocha não é suficiente para transformá-la em solo propriamente dito, mas determina, ao produto alterado, um comportamento de transição, intermediário entre solo e rocha, este material é chamado de *saprolito* ou *rocha muito alterada*.

Subjacente a este último horizonte, tem-se a rocha propriamente dita, que compõe a parte mais profunda do perfil de intemperismo, apresentando resistência superior à dos horizontes sobrejacentes. Em função da alteração e do fraturamento, o maciço rochoso pode ser distinguido em vários graus de alteração e fraturamento, até a rocha sã.

Cabe ressaltar que, independentemente do solo ter origem residual ou transportada, quando a laterização contribui significativamente nos seus processos de formação, este é denominado *solo laterítico.* Apresenta-se geralmente com alta porosidade, porcentagem de argila maior que a do solo de origem e cores em tons avermelhados.

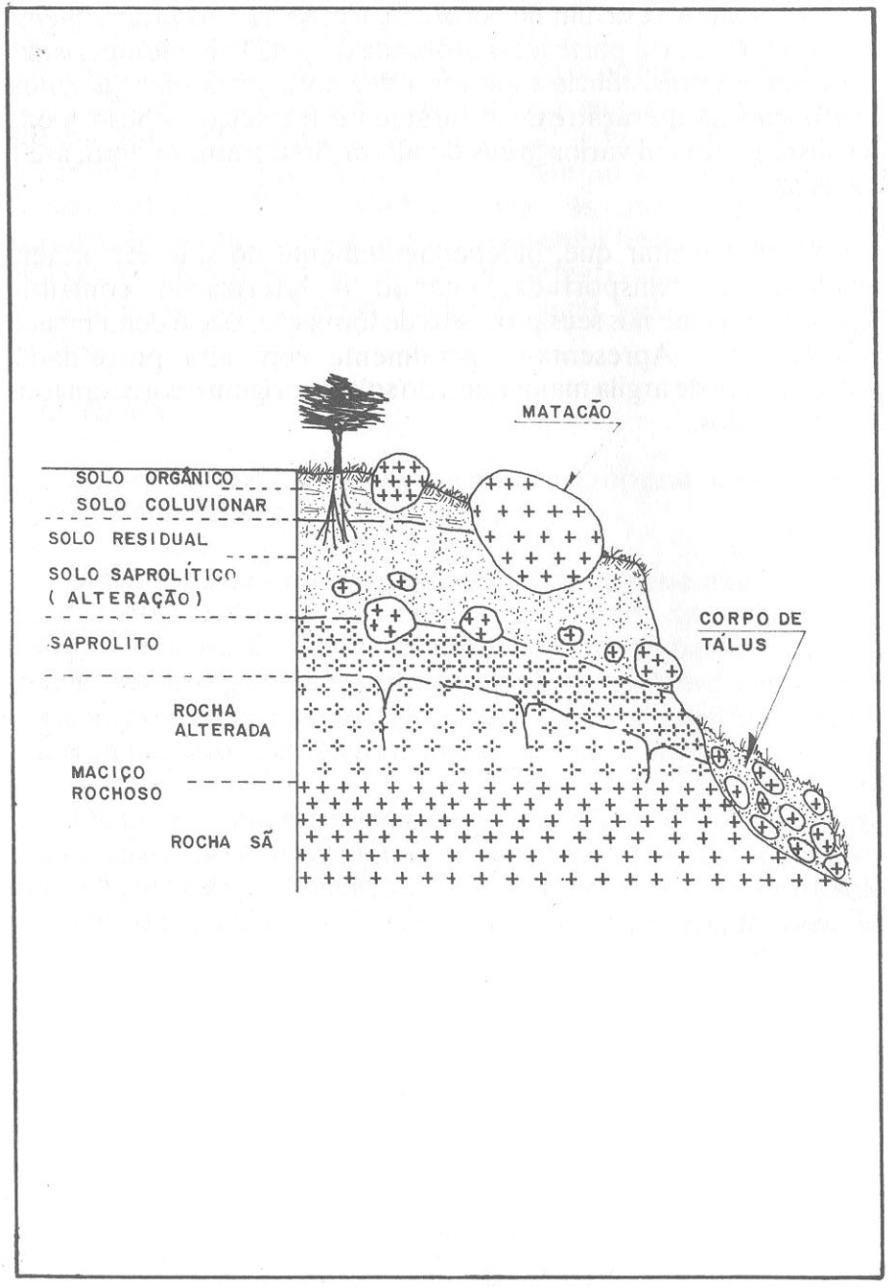


FIGURA II.7 - Perfil típico de rochas granitóides

3.2 Algumas características do perfil de intemperismo das rochas

A variação do perfil de intemperismo em uma mesma litologia é grande. No entanto, pode-se esboçar perfis que caracterizem genericamente cada uma das unidades litológicas apresentadas anteriormente. As interfaces entre cada um dos horizontes do perfil podem ser graduais, havendo,inclusive, a possibilidade de alguns horizontes não existirem devido às condições próprias do local.

Rochas granitóides (granitos, migmatitos oftalmíticos, nebulitos e granulitos)

Apresenta solo residual areno-argiloso, com espessura variável, podendo atingir algumas dezenas de metros em terrenos de relevo colinoso e ausentar-se nas encostas de maior declividade do relevo de transição (Figura II.7).

É comum a presença de grandes matacões imersos no solo saprolítico ou em superfície.

Normalmente, o solo coluvionar areno-argiloso é encontrado na parte superficial, com espessura da ordem de 2 m nas situações de relevo pouco acentuado. Nas topografias mais íngremes, é comum a presença de corpos de tálus nos sopés e anfiteatros das partes médias das vertentes.

A passagem entre os diferentes horizontes de seu perfil de intemperismo se dá, muitas vezes, de forma brusca.

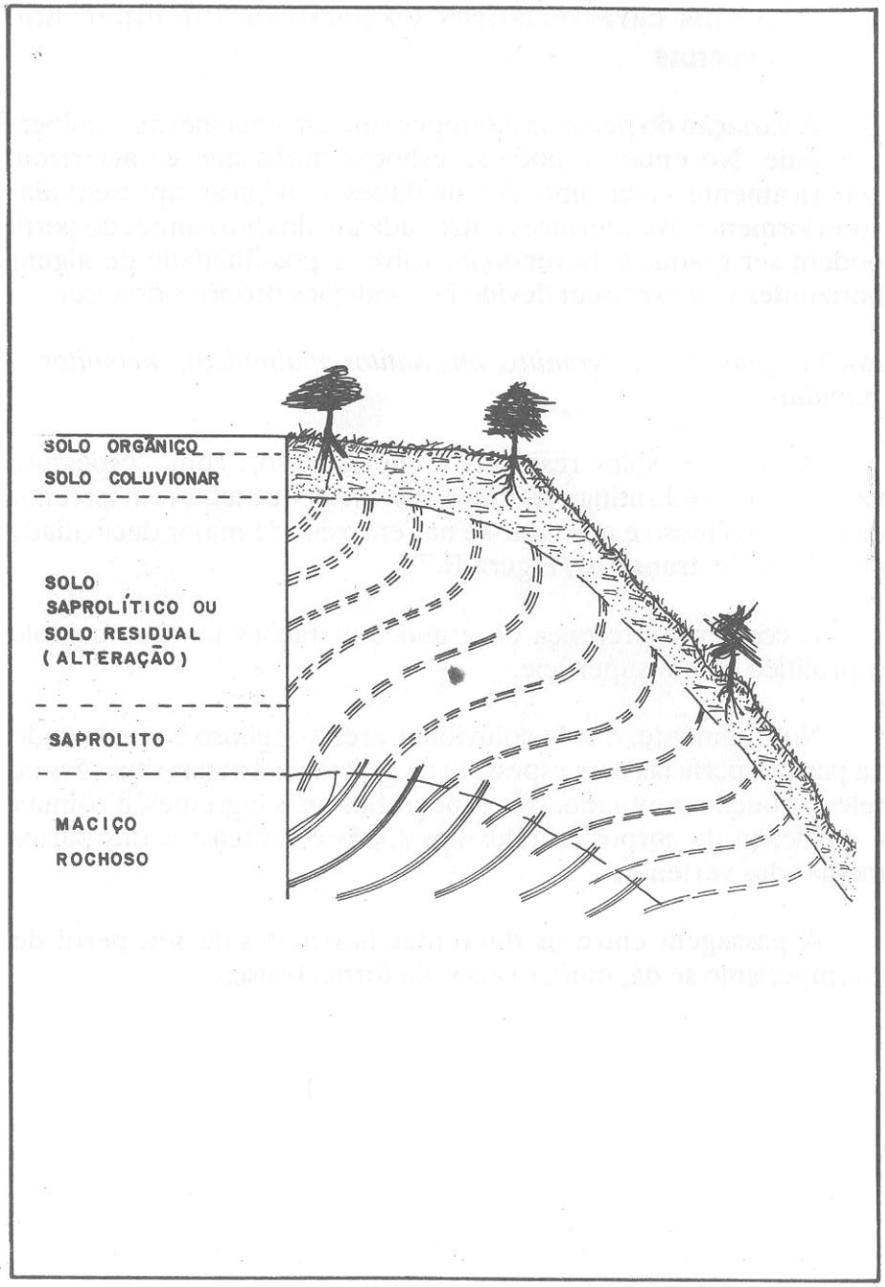


FIGURA II.8 - Perfil típico de rochas xistosas

Rochas xistosas do Complexo Cristalino (xistos, migmatitos estromatíticos e filitos)

Apresenta solo residual siltoso a silto-arenoso com grandes espessuras, mesmo nos relevos íngremes, sendo que nos relevos suaves não é raro atingir valores maiores que 100 m (no Planalto Paulistano registram-se até 200 m) (Figura II.8).

Este solo geralmente possui xistosidade bem preservada ao longo de todo seu perfil, com abundância de minerais micáceos e veios de quartzo, sendo, por isso, denominado apenas solo de alteração.

É coberto, normalmente, por solo coluvionar predominantemente silto-argiloso, com espessuras acima de 2 m nos relevos mais suaves.

A passagem entre os diferentes horizontes de seu perfil de intemperismo geralmente é gradual.

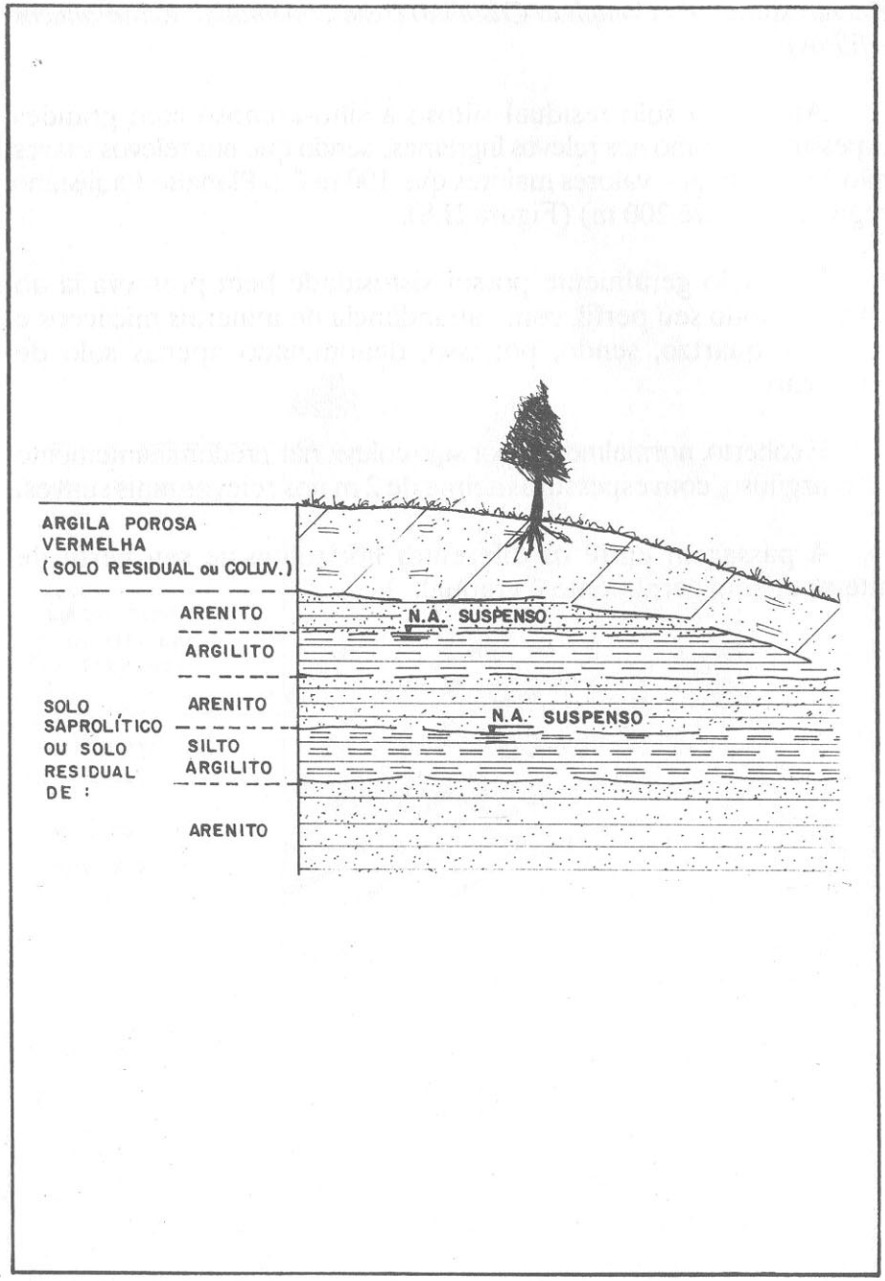


FIGURA II.9 - Perfil típico dos sedimentos terciários

Sedimentos das bacias terciárias (argilitos, siltitos e arenitos diversos)

Este pacote sedimentar apresenta espessuras variadas, que dependem da superfície irregular do embasamento, sendo encontrado, às vezes, com mais de 300 m de profundidade (Figura II.9).

Apresenta, normalmente, cobertura de solos laterizados, de granulometria argilosa a areno-argilosa, com espessura de até 8 m nos topos das colinas, capeando os sedimentos das Formações São Paulo e Caçapava.

Localmente, estes solos são conhecidos como argila porosa vermelha. Já na Formação Tremembé, este solo é pouco significativo.

Nesta unidade litológica, que apresenta camadas alternadas de texturas argilosas, siltosas e arenosas, com variação muito grande no grau de intemperismo, é difícil separar o maciço rochoso alterado de seu solo de alteração.

Uma das características destes solos é a presença comum de crostas de laterita e a ocorrência de lençol suspenso, devido à intercalação de camadas mais permeáveis com camadas menos permeáveis.

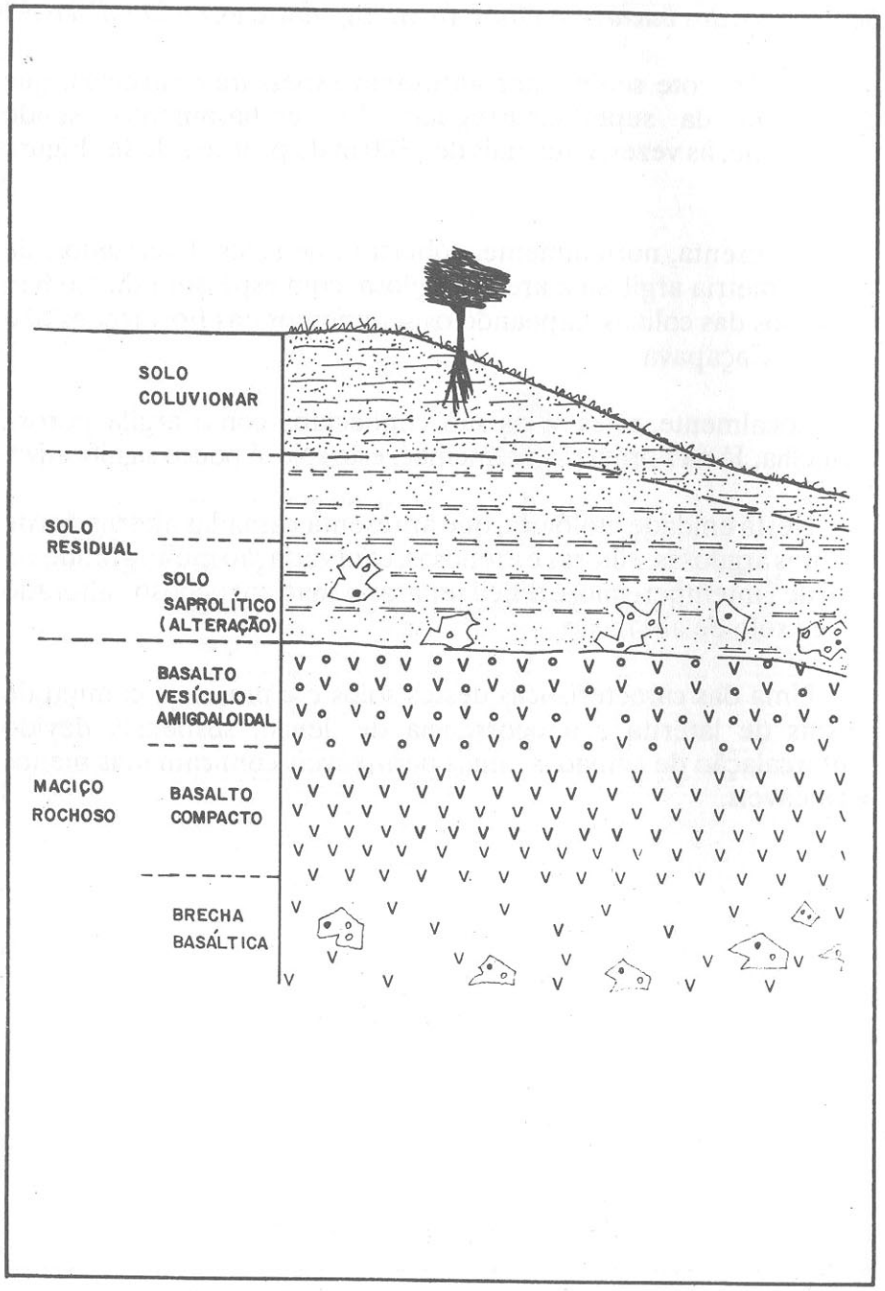


FIGURA II.10 - Perfil típico de rochas basálticas

Rochas basálticas (basalto e diques de diabásio)

As rochas basálticas constituem um grande pacote que se originou a partir de dezenas de derrames, intercalados com rochas sedimentares (arenitos), e aflorando eventualmente em algumas áreas de relevo mais acidentado ou ao longo de algumas drenagens (Figura II.10).

Estas rochas podem se apresentar de diferentes formas, dependendo da posição que se encontram nos derrames, sendo as seguintes estruturas mais comuns: compacta, vesículo-amigdaloidal e brechóide.

Possuem pequena cobertura coluvionar predominantemente argilosa, avermelhada, de espessura variada, atingindo, às vezes, mais de 5 m, e constituem solo de excelente qualidade para a agricultura, comumente conhecido como terra roxa.

Próximo às drenagens, estão capeadas por solo aluvionar.

Seu solo saprolítico tem coloração amarelada e pode conter fragmentos de rochas em abundância, envoltos por solo predominantemente argiloso vermelho, às vezes com argila expansiva (montmorilonita). Sua espessura normalmente varia entre 3 e 5 m, podendo atingir mais de 10 m.

Os diques de diabásio aparecem cortando rochas sedimentares. Estão normalmente alterados, apresentando solo argiloso, criando, muitas vezes, condições de formação de lençol d'água suspenso.

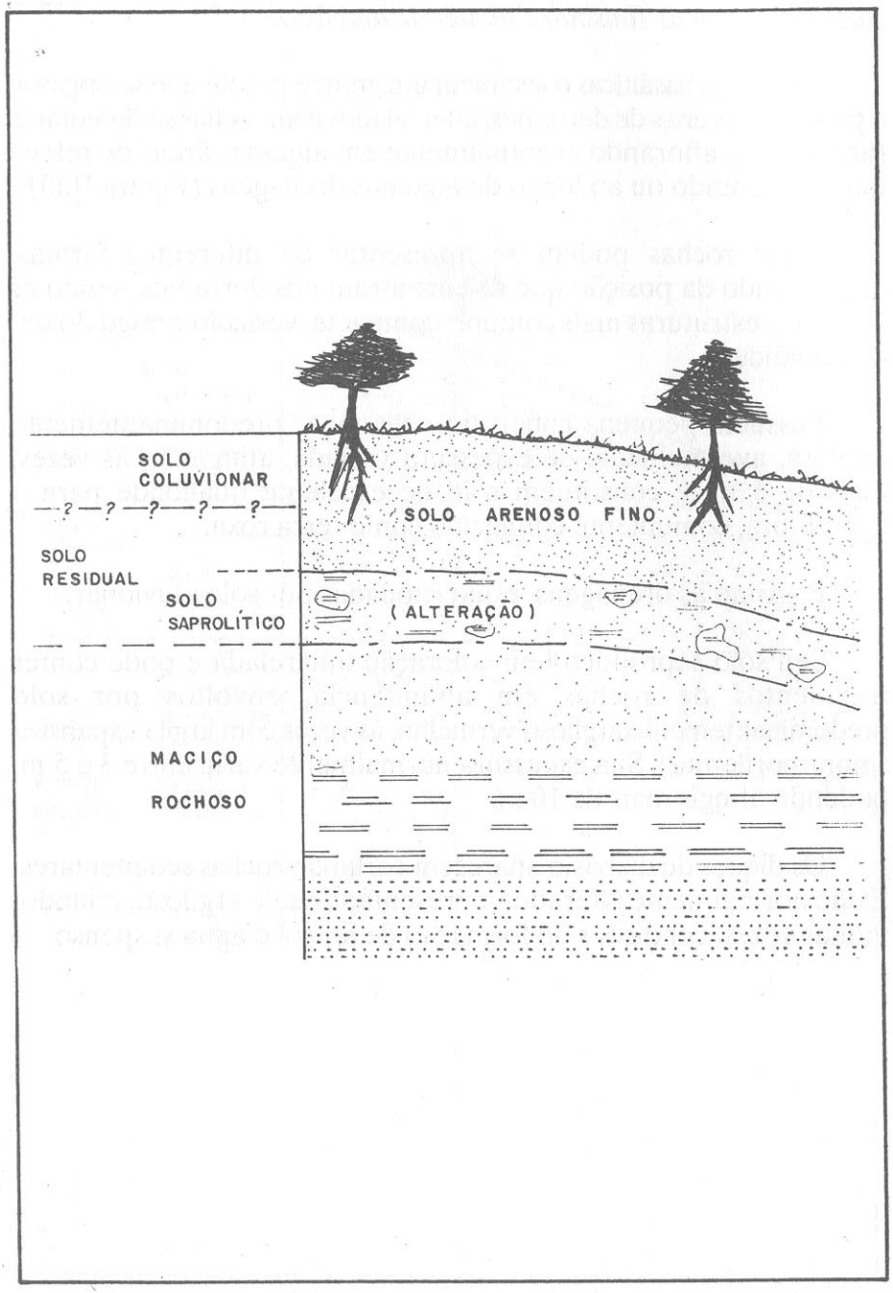


FIGURA II.11 - Perfil típico de rochas sedimentares e solo arenoso fino

Rochas sedimentares (arenitos, siltitos, argilitos) e solo arenoso fino

As rochas sedimentares apresentam-se com intercalações de camadas arenosas, siltosas e argilosas, cuja predominância depende do ambiente da época de sedimentação (Figura II.ll).

A variação muito grande do grau de intemperismo destas camadas dificulta a separação precisa do maciço rochoso alterado e seu solo saprolítico. Este solo apresenta espessura média que dificilmente ultrapassa 1,5 m.

O horizonte superior laterizado do solo residual se confunde com o solo coluvionar predominantemente arenoso que cobre grande parte destas rochas, formando o solo arenoso fino. Sua espessura chega a ser superior a 10 m nos solos mais evoluídos pedologicamente, em situações de relevo suave, e menor que 5 m, em terrenos mais íngremes.

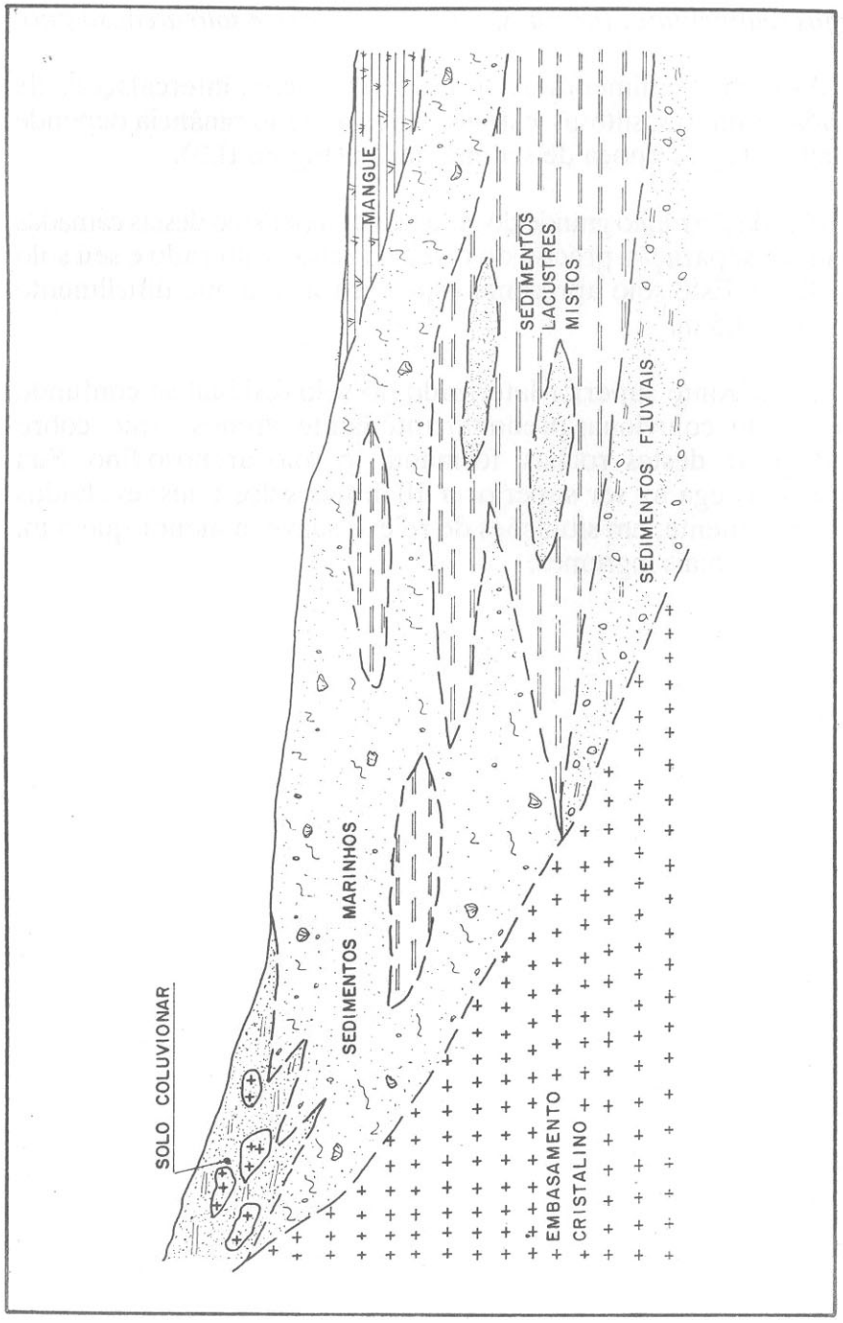


FIGURA II.12 - Perfil típico dos sedimentos litorâneos

Sedimentos litorâneos (marinhos, fluviais, lacustres, continentais e mistos)

Apresentam perfil variado, conforme o ambiente de sedimentação predominante (Figura II.12).

Desenvolvem-se na forma de um pacote de sedimentos inconsolidados, com espessuras que podem atingir dezenas de metros, de origem diversa, muitas vezes interdigitados.

Geralmente, têm na base, sedimentos fluviais de granulometria variada, predominantemente arenosa, passando para depósitos normalmente argilosos de ambiente lacustre/misto, e capeados por depósitos marinhos arenosos, com camadas ou lentes de sedimentos argilosos.

Junto ao contato com a Serrania Costeira, é comum a presença de solo coluvionar. Mais próximo à orla marítima, principalmente junto à desembocadura dos rios, ocorre muitas vezes a formação de mangues, ao nível da oscilação das marés, com depósitos argilosos (litoral sul) a argilo-arenosos (litoral norte) e muita matéria orgânica.

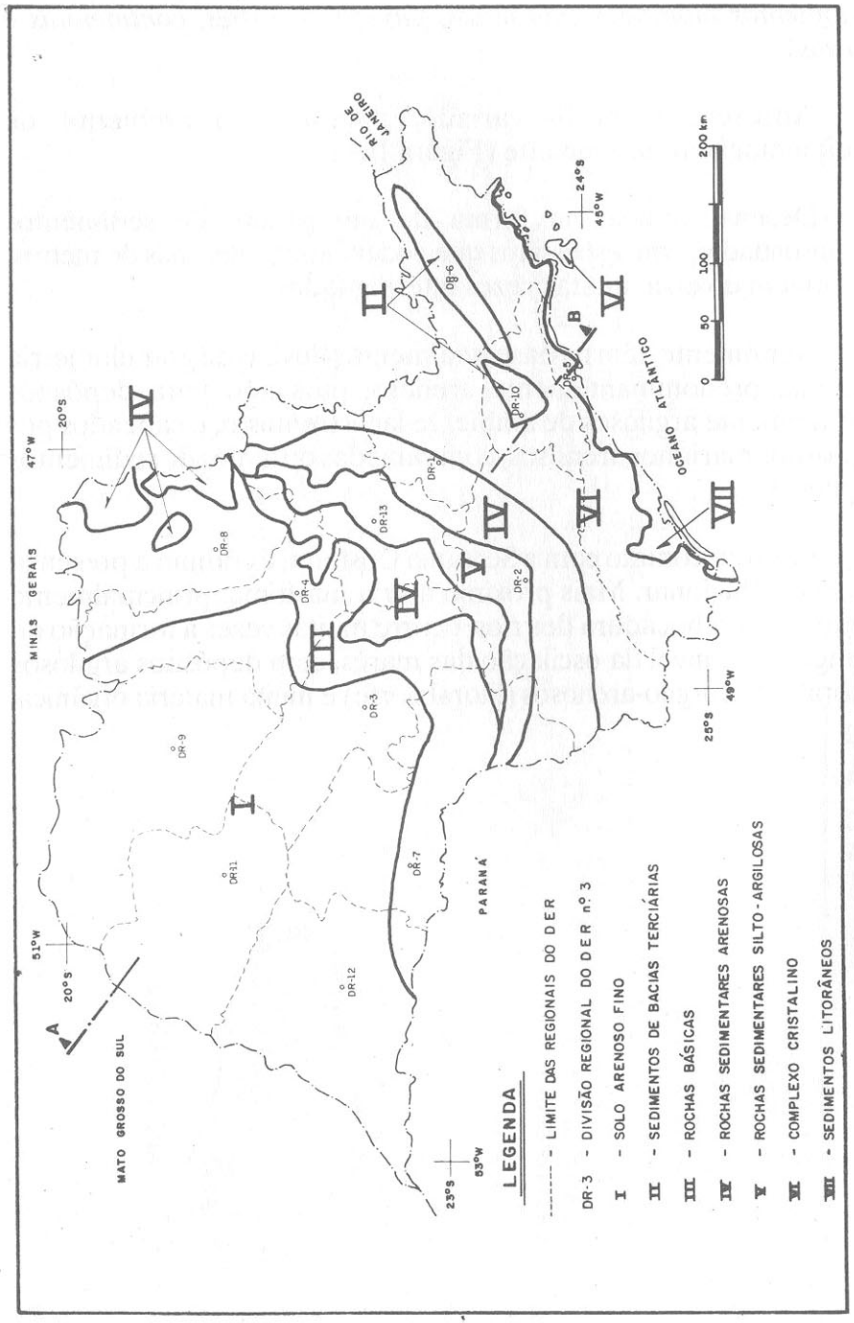


FIGURA III.1 - Unidades de Análise

Capítulo III
UNIDADES DO MEIO FÍSICO

1 CLASSIFICAÇÃO

Com base nos dados geológicos, geomorfológicos e de solos, foram demarcadas sete Unidades de Análise (Figura III.1). Consideraram-se, para isso, os aspectos mais relevantes do meio físico que levam a comportamentos semelhantes para cada uma destas unidades, frente à implantação de rodovias.

A delimitação cartográfica é apenas indicativa, compatível com a escala e detalhamento do presente Manual. Desta forma, manchas da Unidade III, por exemplo, podem ser encontradas dentro da Unidade I.

Deve-se considerar, portanto, para cada caso, as características do meio físico apresentado, enquadrando-o na sua unidade representativa, que pode eventualmente ser diferente da unidade predominante mapeada.

Alguns problemas ocorrentes nestas unidades não são característicos de seu meio físico, mas conseqüentes da execução inadequada da obra da rodovia. Tais problemas, então, podem ser encontrados em quaisquer das unidades.

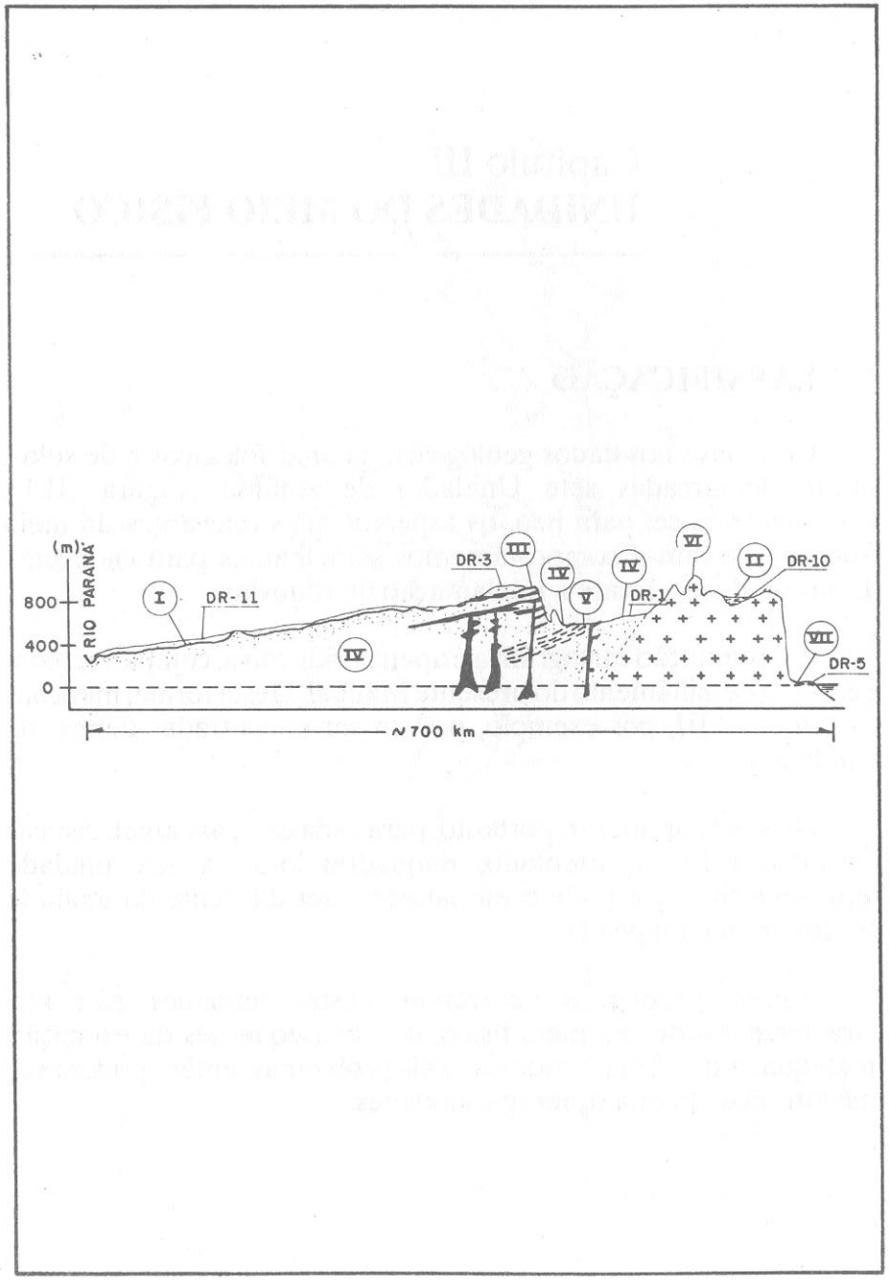


FIGURA III.2 - Perfil esquemático das Unidades de Análise

As Unidades de Análise do meio físico consideradas foram:

I - solo arenoso fino;

II - sedimentos de bacias terciárias;

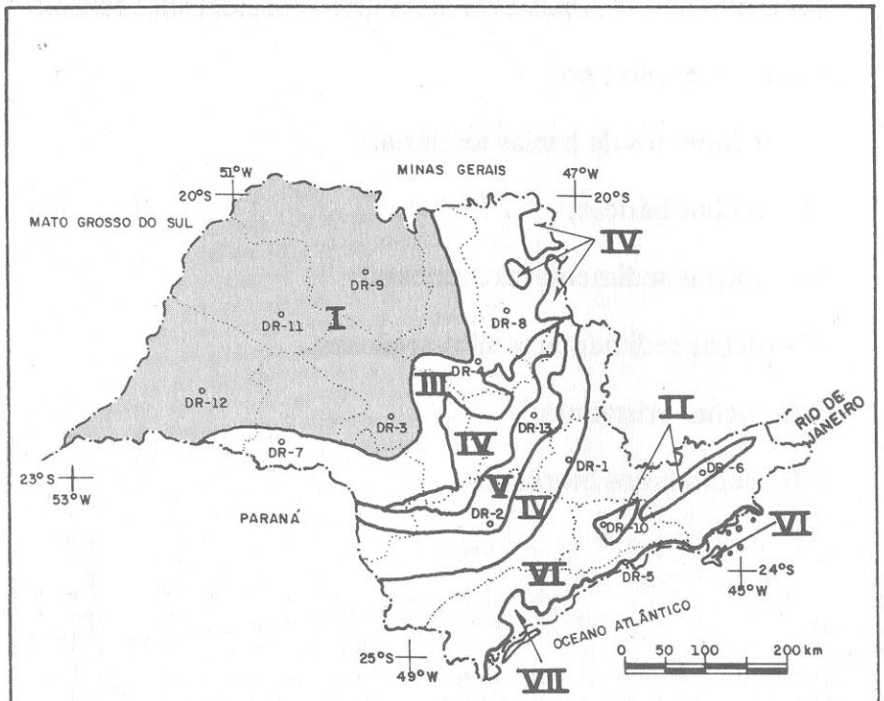
III - rochas básicas;

IV - rochas sedimentares arenosas;

V - rochas sedimentares silto-argilosas;

VI - rochas cristalinas;

VII - sedimentos litorâneos.



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade I:

DR-3 - Bauru
DR-4 - Araraquara
DR-7 - Assis
DR-9 - São José do Rio Preto
DR-11 - Araçatuba
DR-12 - Presidente Prudente

FIGURA III.3 - Localização da Unidade I

2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DAS UNIDADES E SEUS PRINCIPAIS PROBLEMAS

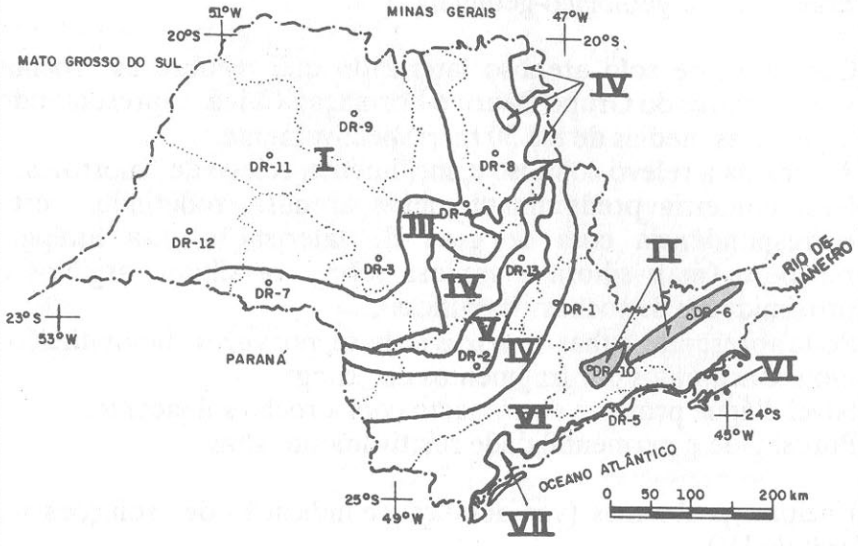
2.1 Unidade I - Solo arenoso fino

Características geológico-geotécnicas

- Cobertura de solo arenoso laterizado que recobre as rochas sedimentares do Grupo Bauru e Formação Caiuá, apresentando espessuras médias de 8 e 30 m, respectivamente.
- Associada a relevo colinoso e, localmente, relevo de morrotes.
- Granulometria predominantemente arenosa, refletindo certa correspondência com seu grau de laterização e a litologia recoberta (mais siltosa e argilosa sobre os siltitos, argilitos e proximidades de rochas basálticas).
- Pode apresentar linhas de seixos na base, por vezes limonitizados e/ou constituídos por fragmentos de canga.
- Nível d'água próximo ao contacto com a rocha subjacente.
- Porosidade e permeabilidade relativamente altas.

Principais problemas (ver definição e indicação de soluções no Capítulo IV)

. Erosão associada a drenagens, a partir das saídas de água das drenagens das rodovias, ou com início em áreas lindeiras, evoluindo para boçorocas, até atingir a rodovia.
. Erosão em plataforma, longitudinal, ao longo do acostamento.



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade II:

DR-6 - Taubaté
DR-10 - São Paulo

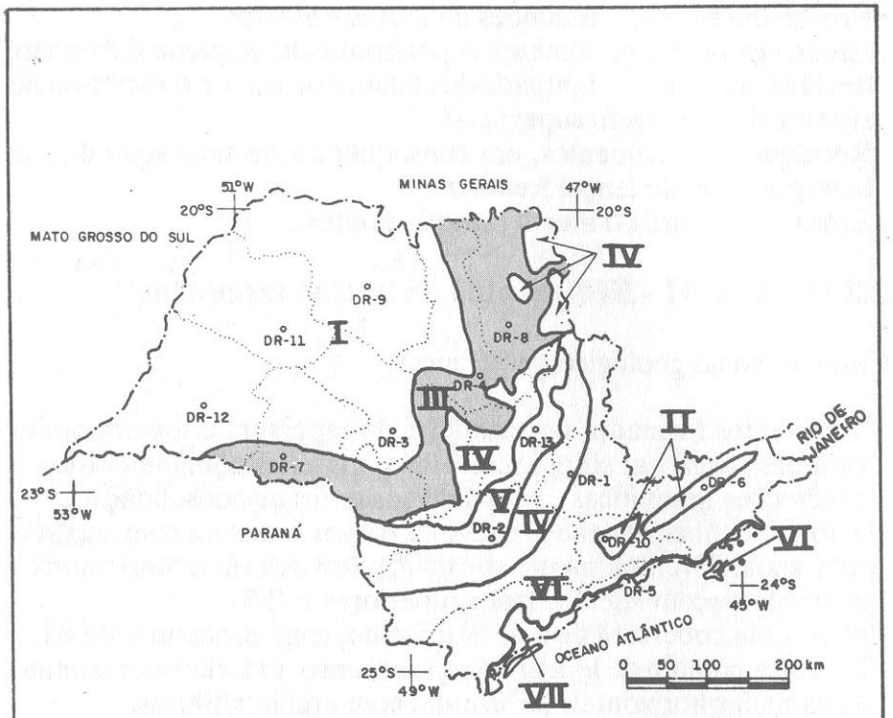
FIGURA III.4 - Localização da Unidade II

. Erosão em sulcos, nos taludes de cortes e aterros.
. Escorregamento, geralmente superficial e de pequena dimensão, devido à inclinação acentuada dos taludes de corte e deficiência no sistema de drenagem superficial.
. Recalque de pavimentos, em conseqüência de saturação da sua base por água do lençol freático.
. Erosão e ruptura do aterro junto às pontes.

2.2 Unidade II - Sedimentos de bacias terciárias

Características geológico-geotécnicas

- Sedimentos formados por camadas de espessura e textura muito variadas (argilosa, siltosa, cascalhos, material conglomerático e concreções limoníticas), com diversos graus de consolidação.
- Associada principalmente a relevo de colinas e morros com encostas suavizadas. Eventualmente, formam relevos de morrotes e morros de encostas com declividades superiores a 15%.
- Apresenta cobertura de solo laterizado, com espessura até 8 m.
- Presença comum de lençol d'água suspenso, associado ao contato de camadas horizontais de arenito com argilitos/siltitos.
- Ocorrência de camadas com argila expansiva.



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade III:

DR-3 - Bauru
DR-4 - Araraquara
DR-7 - Assis
DR-8 - Ribeirão Preto
DR-13 - Rio Claro

FIGURA III.5 - Localização da Unidade III

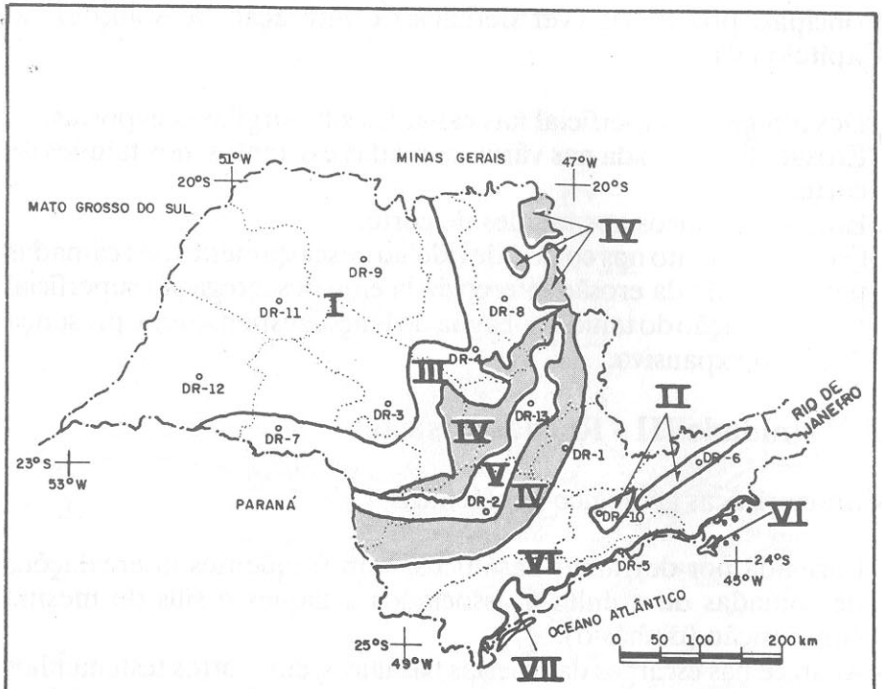
Principais problemas (ver definição e indicação de soluções no Capítulo IV)

. Desagregação superficial nas camadas silto-argilosas expostas.
. Erosão diferenciada nas várias camadas existentes nos taludes de corte.
. Erosão em sulcos nos taludes de corte.
. Escorregamento nos cortes, devido ao descalçamento das camadas pela evolução da erosão diferenciada e/ou desagregação superficial e/ou saturação do talude por água do lençol suspenso e/ou presença de argila expansiva.

2.3 Unidade III - Rochas básicas

Características geológico-geotécnicas

- Formada por derrames basálticos, com freqüentes intercalações de camadas de arenito e associados a diques e sills de mesma composição (diabásio).
- Aparece nas escarpas das cuestas basálticas, em morros testemunhos e planaltos de relevo montanhoso junto destas cuestas. Aflora também em terreno colinoso junto a vales, principalmente dos rios Paranapanema, Tietê, Moji-Guaçu e Grande.
- Apresenta solo de alteração argiloso a argilo-siltoso, com espessura variada, atingindo mais de 10 m, podendo conter matacões de pequenas dimensões e argila expansiva.
- É comum a existência de lençol suspenso em fraturas do basalto e no contato basalto/arenito e diabásio/rocha encaixante.



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade IV:

DR-1 - Campinas
DR-2 - Itapetininga
DR-3 - Bauru
DR-4 - Araraquara
DR-7 - Assis
DR-8 - Ribeirão Preto
DR-13 - Rio Claro

FIGURA III.6 - Localização da Unidade IV

Principais problemas (ver definição e indicação de soluções no Capítulo IV)

. Escorregamento devido à descontinuidade, de caráter profundo, condicionado pelo plano de contato basalto/arenito e diabásio/ rocha encaixante, geralmente apresentando saturação em faixa junto ao contato.
. Desagregação superficial, com escorregamento e erosão do material desagregado.
. Queda de blocos e fragmentos de rocha sã.
. Recalque do pavimento, em conseqüência da saturação de sua base por água do lençol freático.

2.4 Unidade IV - Rochas sedimentares arenosas

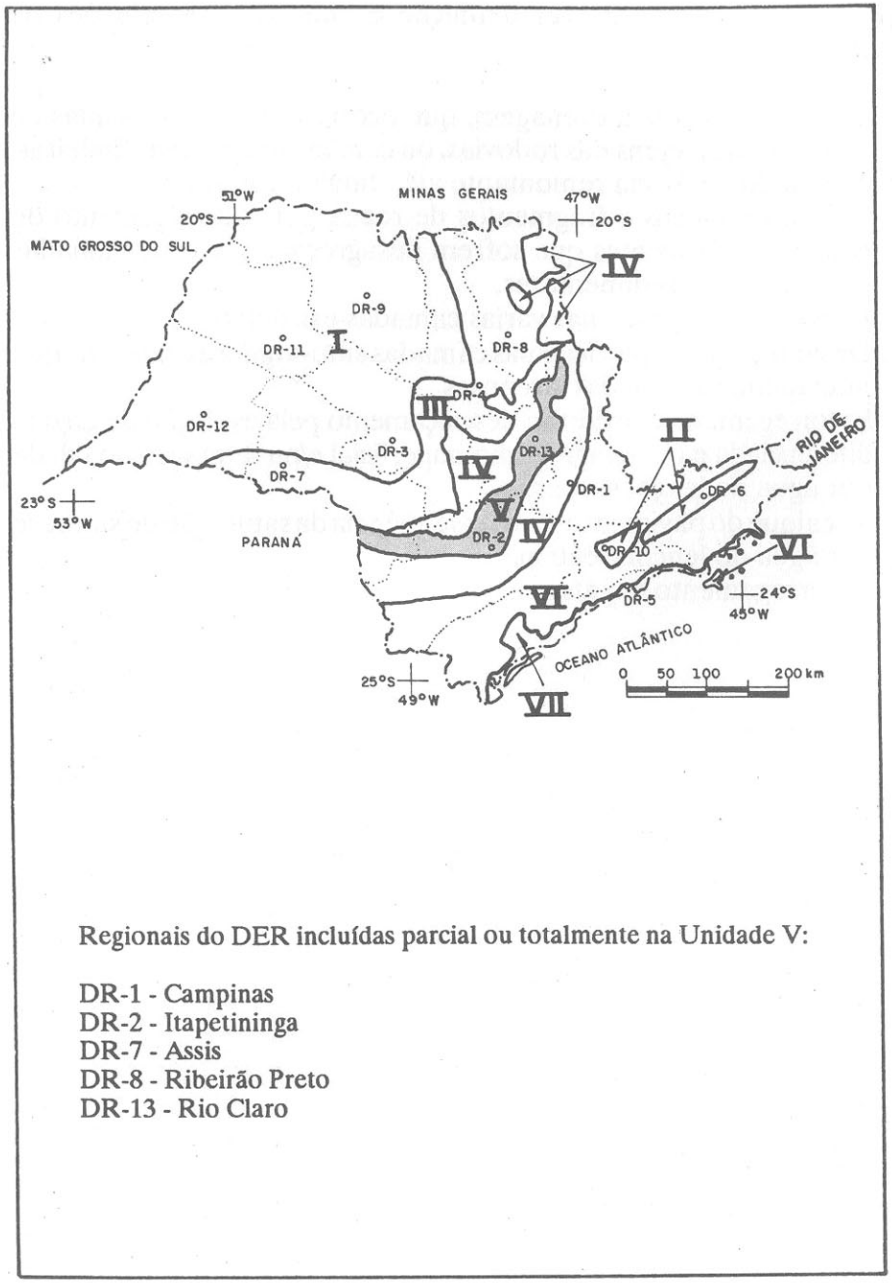
Características geológico-geotécnicas

- Formada por rochas sedimentares, com predominância de camadas arenosas.
- Apresenta variação nas estruturas e texturas, podendo ter intercalações subordinadas de camadas ou lentes de siltitos, argilitos ou folhelho.
- É comum a presença de cimentos carbonáticos ou de outra natureza, que determinam níveis mais resistentes na rocha.
- Aflora ou é atravessada pelos cortes das rodovias, quando está associada a relevo que varia de morro a montanhoso.

- Pode estar intercalada com rochas básicas (Unidade III).
- Apresenta cobertura coluvionar de espessura observada de até 12 m, que reflete, em sua granulometria e composição mineralógica, uma certa correspondência com os produtos de alteração da rocha subjacente. Nas situações em que a rodovia corta apenas a sua cobertura coluvionar, as condições corresponderiam às da Unidade I.
- Normalmente, aparecem surgências de água nos cortes junto ao contato de camadas sedimentares de diferente permeabilidade, ou no seu contato com rocha básica e solo coluvionar.

Principais problemas (ver definição e indicação de soluções no Capítulo IV)

. Erosão associada à drenagem, que ocorre a partir das saídas de água das drenagens das rodovias, ou com início em áreas lindeiras, evoluindo de forma remontante até atingir a rodovia.
. Queda de blocos e fragmentos de rocha por descalçamento de camadas subjacentes que sofrem desagregação, e condicionadas por estruturas sedimentares.
. Erosão diferenciada nas várias camadas existentes.
. Desagregação superficial nas camadas silto-argilosas expostas que intercalam as camadas arenosas.
. Escorregamento, devido ao descalçamento pela evolução de erosão diferenciada e/ou desagregação superficial e/ou saturação do talude por água do lençol suspenso.
. Recalque do pavimento, em conseqüência da saturação de sua base por água do lençol freático.
. Escorregamento em aterro.



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade V:

DR-1 - Campinas
DR-2 - Itapetininga
DR-7 - Assis
DR-8 - Ribeirão Preto
DR-13 - Rio Claro

FIGURA III.7 - Localização da Unidade V

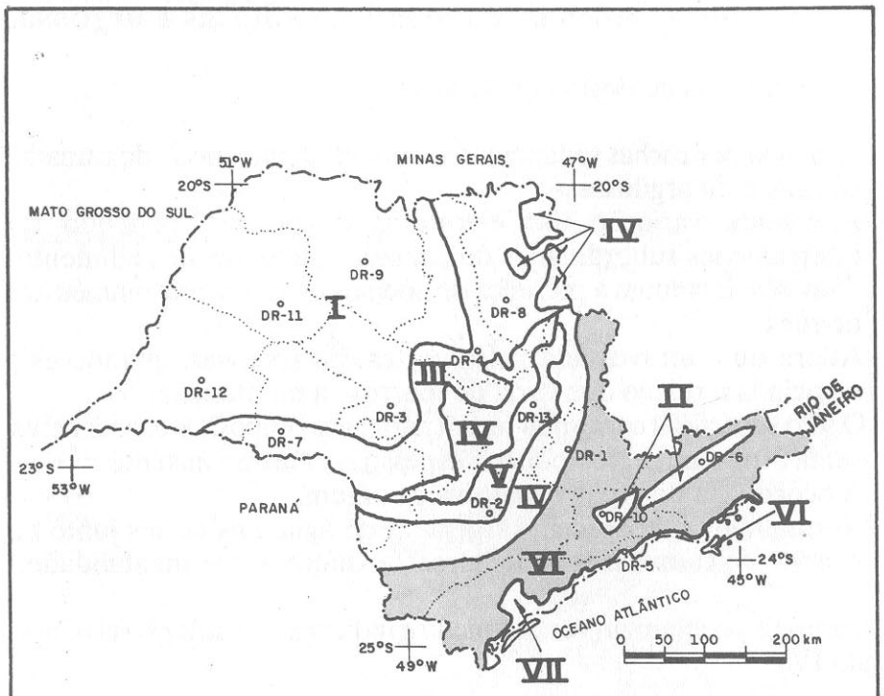
2.5 Unidade V - Rochas sedimentares siltosas e argilosas

Características geológico-geotécnicas

- Formada por rochas sedimentares, com predominância de camadas siltosas e/ou argilosas.
- Apresenta variação nas estruturas e texturas, podendo ter intercalações subordinadas de camadas ou lentes de sedimentos arenosos. É comum a presença de nódulos ou camadas centimétricas de sílex.
- Aflora ou é atravessada pelos cortes das rodovias, quando está associada a relevo que varia de morros a montanhas.
- O solo superficial corresponde, em parte, aos depósitos coluvionares, sendo, normalmente, pouco espesso ou mesmo ausente.
- A ocorrência de argila expansiva é comum.
- Normalmente, aparecem surgências de água nos cortes junto ao contato de camadas sedimentares de diferente permeabilidade.

Principais problemas (ver definição e indicação de solução no Capítulo IV)

. Escorregamento nos cortes, devido ao descalçamento de camadas pela evolução da erosão diferenciada e/ou desagregação superficial e/ou saturação do talude por água do lençol suspenso e/ou presença de argila expansiva.
. Desagregação superficial nas camadas silto-argilosas expostas.
. Recalque do pavimento, em conseqüência de saturação de sua base por água do lençol freático, ou da baixa capacidade de suporte em locais da plataforma com embasamento argiloso.



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade VI:

DR-1 - Campinas
DR-2 - Itapetininga
DR-5 - São Vicente
DR-6 - Taubaté
DR-10 - São Paulo
DR-13 - Rio Claro

FIGURA III.8 - Localização da Unidade VI

2.6 Unidade VI - Complexo cristalino

Características geológico-geotécnicas

- Formada essencialmente de rochas magmáticas e metamórficas do embasamento cristalino, com grande complexidade nos tipos de rochas, estruturas e metamorfismos.
- É encontrada nos relevos mais acidentados, que variam de morros a escarpas serranas; eventualmente se apresenta na forma de morrotes.
- Corpos de tálus ocorrem comumente nesta unidade, desde o sopé até as partes médias das vertentes.
- Para efeito de entendimento frente a diferentes comportamentos e problemas, o Complexo Cristalino foi dividido em dois grandes grupos abrangentes, com características geotécnicas representativas diferenciadas, identificáveis dentro da escala de trabalho utilizada:
  rochas de textura granular, granítico-gnáissicas, granulitos e migmatito oftalmíticos/nebulíticos, com solo de alteração predominantemente arenoso, podendo atingir dezenas de metros em relevo mais suave, e ausentar-se nas encostas mais abruptas. É comum a presença de grandes matacões imersos no solo saprolítico ou em superfície;
  rochas com estruturas xistosas, do tipo xistos, migmatitos estromatíticos e filitos, com solo saprolítico predominantemente siltoso, em geral de grande espessura, chegando a atingir centenas de metros, apresentando xistosidade bem preservada.

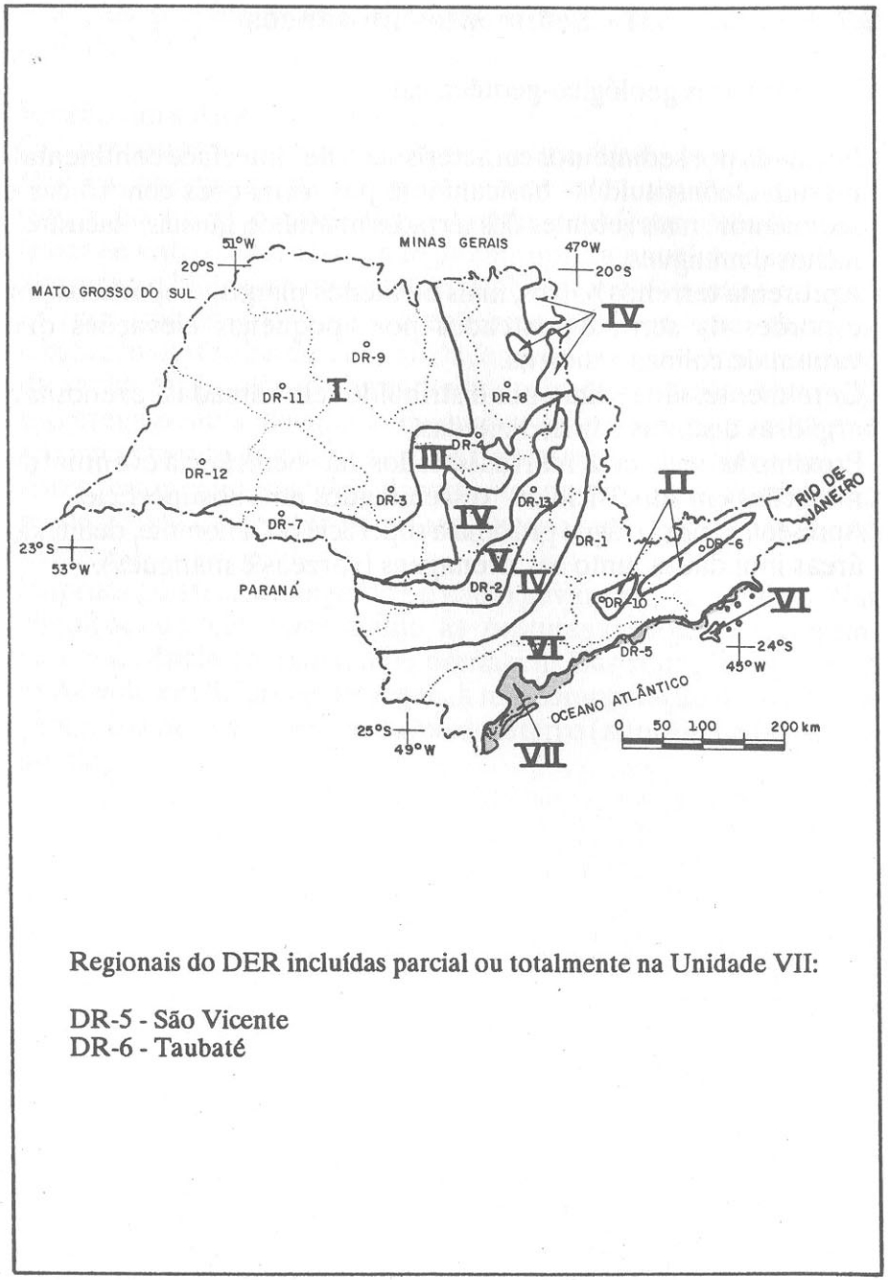
Principais problemas (ver definição e indicação de soluções no Capítulo IV)

. Erosão em sulcos e diferenciada.
. Escorregamentos - No grupo de rochas graníticas, os mais comuns são: os que ocorrem no contato solo/rocha; aqueles devido à saturação do solo superficial; queda de blocos isolados pelo fraturamento e alteração da rocha; e ruptura envolvendo solo de alteração e blocos de rocha alterada. No grupo de rochas xistosas, os escorregamentos mais freqüentes são: os que ocorrem condicionados pelas descontinuidades (xistosidade e fraturamento da rocha ou pelas estruturas reliquiares do solo de alteração); escorregamentos devido à evolução de processos erosivos; e escorregamento circular nos solos de alteração mais espessos.
. Escorregamentos em tálus, decorrentes da execução de cortes no pé do depósito, de aterros no seu corpo e de modificações no sistema de drenagem.
. Ruptura do aterro, atingindo ou não o pavimento da rodovia. Nas condições de relevo acentuado, as rupturas mais comuns devem-se à deficiência do sistema de drenagem, nas situações de aterro localizado em linhas de talvegue, à má compactação do aterro e à geometria desfavorável do corpo do aterro (altura e inclinação do talude).

2.7 Unidade VII - Sedimentos litorâneos

Características geológico-geotécnicas

- Formada por sedimentos característicos de interface continental/ marinha, constituídos basicamente por formações cenozóicas e sedimentos mais recentes dos terraços marinhos, fluviais, lacustres, mistos e mangues.
- Apresenta terrenos baixos, mais ou menos planos, separados por esporões da serra e ponteados por pequenas elevações que variam de colinas a morros.
- Geralmente, são sedimentos distribuídos em camadas arenosas e argilosas distintas e interdigitadas.
- Próximo às encostas e morros isolados, há ocorrência eventual de matacões em superfície ou disseminados em subsuperfície.
- Apresenta o nível d'água próximo à superfície ou aflorante, definindo áreas inundadas junto às drenagens (várzeas e mangues).



Regionais do DER incluídas parcial ou totalmente na Unidade VII:

DR-5 - São Vicente
DR-6 - Taubaté

FIGURA III.9 - Localização da Unidade VII

Principais problemas (ver definição e indicação de soluções no Capítulo IV)

. Recalque do aterro, em conseqüência de saturação de sua base por água do lençol freático ou da baixa capacidade de suporte da fundação (argila mole).
. Barramento do caminhamento natural das águas superficiais provenientes da serra, em função do mau dimensionamento do sistema de drenagem da rodovia.
. Escorregamentos atingindo a rodovia, quando esta está situada no sopé de encostas instáveis da serra ou de morros isolados.
. Rupturas de aterros executados sobre argilas moles (principalmente nas áreas de mangue), devido à baixa resistência destes solos.

QUADRO IV.1 - Classificação dos principais problemas em taludes de rodovias do Estado de São Paulo

Tipo de problema	Forma de ocorrência	Principais causas
Erosão	. em taludes de corte e aterro (em sulcos e diferenciada)	. deficiência de drenagem . deficiência de proteção superficial
	. longitudinal ao longo da plataforma	. concentração de água superficial
	. localizada e associada a obras de drenagem (ravinas e boçorocas)	. concentração de água superficial e/ou interceptação do lençol freático
	. interna em aterros (*piping*)	. deficiência ou inexistência de drenagem interna
Desagregação superficial	. empastilhamento superficial em taludes de corte	. secagem e umedecimento do material . presença de argilo-mineral expansivo ou desconfinamento do material
Escorregamento em corte	. superficial . profundo	. inclinação acentuada do talude . relevo enérgico
	. forma e dimensões variadas	. descontinuidades do solo e rocha
	. superficial em corte ou encostas naturais . profundo em cortes	. saturação do solo
	. formas e dimensões variadas . movimentação de grandes dimensões e generalizada em corpo de tálus	. evolução por erosão . corte de corpo de tálus . alteração de drenagens
Escorregamento em aterro	. atingindo a borda do aterro	. compactação inadequada da borda
	. atingindo o corpo do aterro	. deficiência de fundação . deficiência de drenagem . deficiência de proteção superficial . má qualidade do material . compactação inadequada . inclinação inadequada do talude
Recalque em aterro	. deformação vertical da plataforma	. deficiência de fundação . deficiência de drenagem . rompimento de bueiro . compactação inadequada
Queda de blocos	geralmente em queda livre	. ação da água e de raízes nas descontinuidades do maciço rochoso
Rolamento de blocos	movimento de bloco por rolamento no corte ou encosta	. descalçamento da base por erosão

Capítulo IV
PRINCIPAIS PROBLEMAS EM TALUDES DE CORTES E ATERROS ENCONTRADOS EM RODOVIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO

1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os problemas em taludes rodoviários (cortes ou aterros), assim como em outros pontos da via que têm alguma conexão com os taludes, ocorrem basicamente devido às seguintes condições :

. falta de projeto específico;
. projeto inadequado, por falta de conhecimento do meio físico;
. deficiências construtivas;
. má conservação.

Para estes casos, têm sido utilizadas várias classificações de problemas; porém, neste Manual, procurou-se adotar aquelas que melhor caracterizassem os processos do meio físico que representam efetivamente os problemas da malha rodoviária, constatados em levantamento especialmente realizado para esta finalidade (Quadro IV.1).

Este levantamento foi efetuado junto às Regionais do DER-SP e permitiu uma identificação dos principais problemas de taludes existentes na malha rodoviária do Estado. Tais problemas retratam a situação em 1990, sob o ponto de vista de cada Regional em relação aos locais de maior gravidade, em cada um dos trechos que compõem a rede estadual de rodovias.

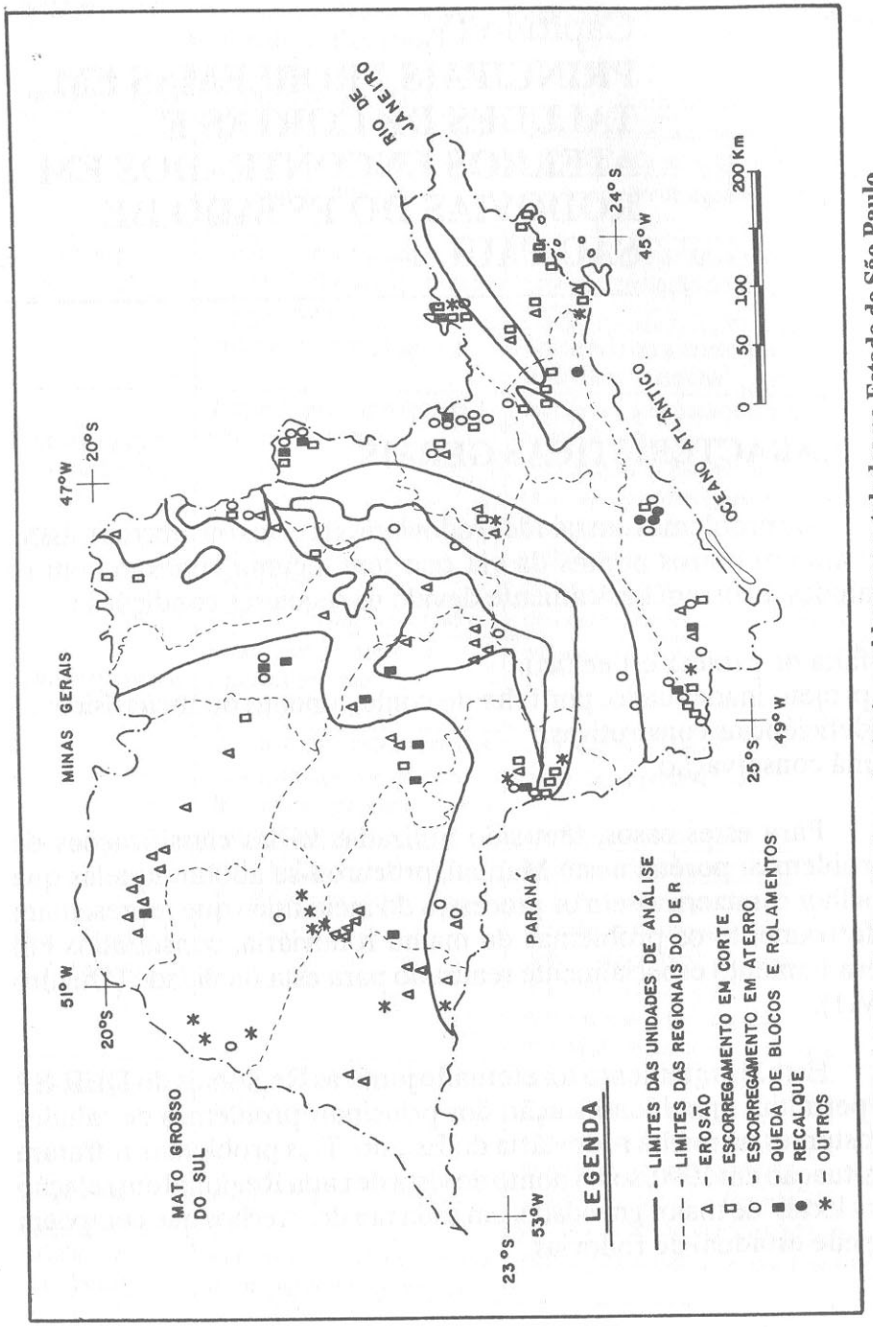


FIGURA IV.1 - Indicação dos principais problemas em taludes no Estado de São Paulo

A sistemática adotada para este levantamento foi a de uma inspeção individualizada em cada local, onde eram identificados os problemas (tipo, causas, conseqüências, antecedentes etc.), o meio físico em que estava inserido (tipo de solo ou rocha, presença de água, vegetação etc.) e as soluções adotadas ou por adotar.

Apesar de ter sido efetuado um levantamento sistemático em todas as Regionais do DER, os locais visitados eram selecionados junto ao engenheiro residente, atendendo a critérios previamente estabelecidos (gravidade da situação e representatividade dos problemas na sua malha).

Cada um destes pontos, devidamente analisado, serviu para orientar a proposição das várias soluções através de um enfoque que considera fundamentalmente os problemas, ou seja, a adoção de obras tendo como pressuposto o entendimento preciso das causas destes problemas.

O mapa apresentado é uma simplificação dos trabalhos efetuados, onde é indicada a classificação de problemas adotada neste Manual (Figura IV.1), a saber:

. erosão;
. desagregação superficial;
. escorregamento em corte;
. escorregamento em aterro;
. recalque em aterro;
. queda de blocos;
. rolamento de blocos.

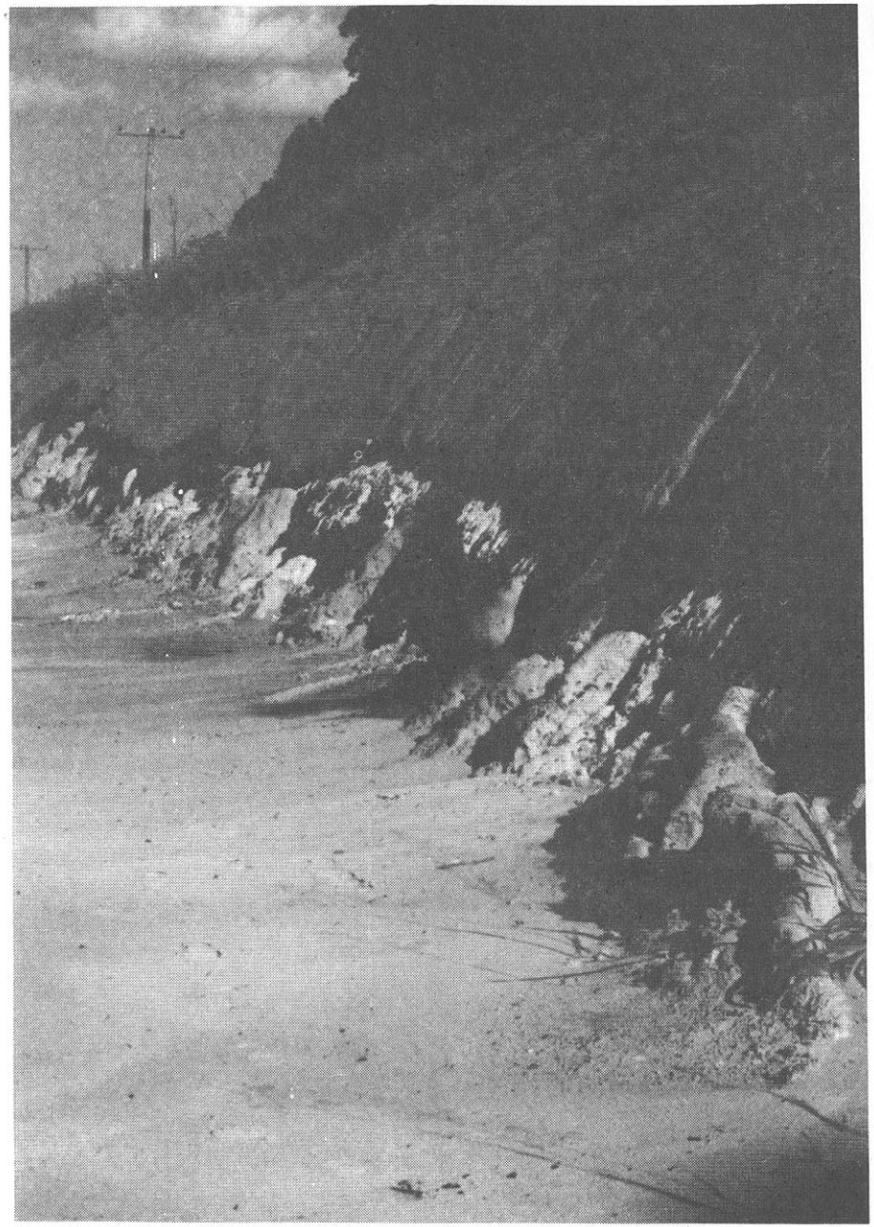


FIGURA IV.2 - Erosão em talude de rodovia

A definição, a ilustração e as orientações para medidas corretivas/ preventivas são apresentadas nos itens seguintes.

2 EROSÃO

Entende-se por processo erosivo a destruição da estrutura do solo e sua remoção, sobretudo pela ação das águas de escoamento superficial, depositando-o em áreas mais baixas do relevo. Este processo pode ser intensificado pela intervenção do homem, acelerando-o e determinando um alto índice de degradação da superfície da terra.

A erosão, tanto em encostas naturais como em taludes de corte e aterro, pode se dar por escoamento laminar, lavando a superfície do terreno como um todo, sem formar canais definidos. Outra maneira é por escoamento concentrado, formando as ravinas e podendo chegar à configuração de boçorocas, à medida que atinge o lençol freático. Seu poder destrutivo é elevado e envolve outros processos, como a ruptura de suas bordas, em conseqüência do solapamento da base do talude, geralmente de conformação subvertical (Figura IV.2).

Os processos de erosão apresentam normalmente uma peculiaridade, que é a velocidade lenta, porém contínua e progressiva ao longo do tempo. Caracterizam-se por iniciar em pequenos sulcos, evoluindo para ravinas, com dimensões variadas dependentes das diferentes condições de concentração de água e das características do solo local (Figura IV.3).



FIGURA IV.3 - Erosão em encosta natural

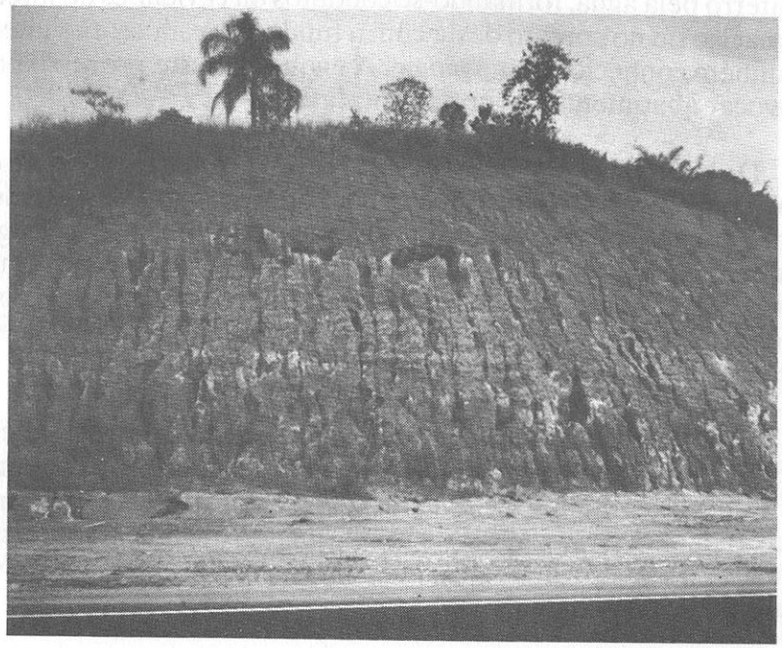
Principalmente no caso de aterros, a erosão pode ainda se manifestar através do carreamento das partículas de solo do corpo do aterro pela água, formando-se condutos ou cavidades no interior do maciço ou no contato deste com a fundação; esta erosão interna é também conhecida como *piping*. A evolução deste processo pode provocar abatimentos e rupturas nos aterros.

De maneira geral, a erosão é responsável por grande parte dos problemas que ocorrem ao longo das rodovias da malha estadual, principalmente quando se formam ravinas ou boçorocas, que chegam a atingir os terrenos adjacentes. Sua ação pode se dar sobressaindo-se aos demais processos ou combinada a outros eventos, tais como escorregamentos, cabendo-lhe o papel, muitas vezes, de agente predisponente à ocorrência destes escorregamentos.

O combate à erosão, de um modo geral, torna-se difícil e oneroso, necessitando de acompanhamento e conservação constantes das soluções adotadas. Pelas características deste processo, é mais fácil e menos custoso tratá-lo no início, quando o problema se instala, condição que exige alerta permanente nas regiões mais suscetíveis a este processo (Unidade I).

Para fins de apresentação neste Manual, a erosão em rodovias foi classificada da seguinte maneira:

. erosão em taludes de corte ou aterro: em sulcos (em cortes e aterros) e diferenciada (em cortes);
. erosão em plataforma: longitudinal, ao longo do acostamento;



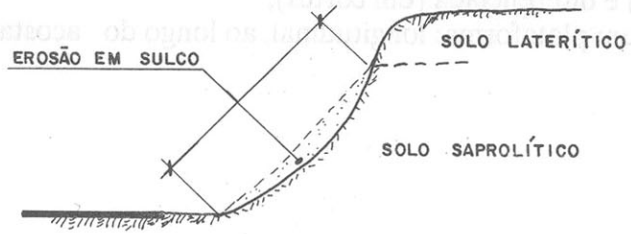


FIGURA IV.4 - Erosão em sulcos

. erosão associada a obras de drenagem: localizada no final de canaletas, valetas, sangras e nas saídas de linhas de tubo;
. erosão interna em aterros (*piping*): por estar associada a problemas na fundação ou no corpo do aterro, a erosão interna é abordada no item 4.2, deste Capítulo IV, sobre escorregamentos em aterros.

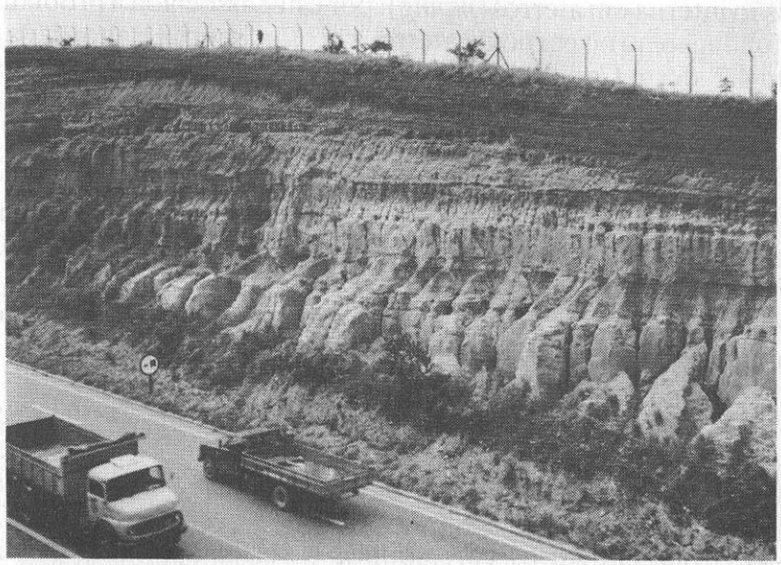
2.1 Erosão em taludes de corte e aterro

A execução de cortes e aterros em solos origina, de um modo geral, superfícies mais frágeis, devido, ora à exposição dos solos saprolíticos (em cortes), ora às deficiências comumente resultantes da utilização de material de má qualidade e/ou de uma inadequada compactação das superfícies dos taludes (em aterros).

Estes aspectos, associados geralmente à falta de proteção superficial e à inexistência ou ineficácia de sistemas de drenagem, provocam o surgimento de *erosão em sulcos* e de *erosão diferenciada*.

A *erosão em sulcos* corresponde a sulcos aproximadamente paralelos, presentes normalmente nos taludes de maior declividade, e sem proteção superficial, formados pelo escoamento de água superficial. A distância entre os sulcos, sua profundidade e forma decorrem fundamentalmente do tipo de solo, comprimento e declividade do talude e ausência ou não de escoamento adequado da água da crista do corte ou plataforma do aterro (Figura IV.4).

De um modo geral, este tipo de problema é comum nos cortes em solos saprolíticos, intensificando-se naqueles com predominância



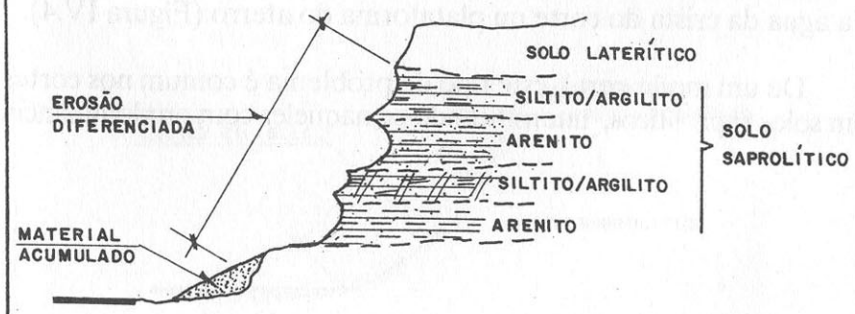


FIGURA IV.5 - Erosão diferenciada

de material siltoso. Nos aterros também constata-se a ocorrência deste fenômeno, de forma generalizada.

A *erosão diferenciada* corresponde a processos erosivos que ocorrem em taludes de corte constituídos por materiais com diferentes suscetibilidades à erosão. Este tipo de erosão manifesta-se com intensidades distintas ao longo do talude, aproximando-se, de uma maneira geral, da forma de sulcos. Devido ao diferente avanço da erosão, é comum ocorrer o descalçamento das partes superiores mais resistentes, em conseqüência de uma erosão mais intensa na camada inferior (Figura IV.5).

Normalmente, estas ocorrências podem estar associadas a camadas diferentes de solos resultantes de rochas sedimentares (argilitos, siltitos e arenitos - Unidade II e IV) ou horizontes com evolução pedogenética distinta (solos laterizados e solos saprolíticos - Unidade VI). Situações mais particulares, como diferenciações litológicas remanescentes nos solos saprolíticos, também podem provocar este tipo de fenômeno na Unidade VI.

Medidas Preventivas/Corretivas

. Implantação de sistema de drenagem superficial (ver item 5.1 do Capítulo VI).

. Regularização do talude, com implantação de proteção superficial (ver itens 6.1 e 6.2 do Capítulo VI).

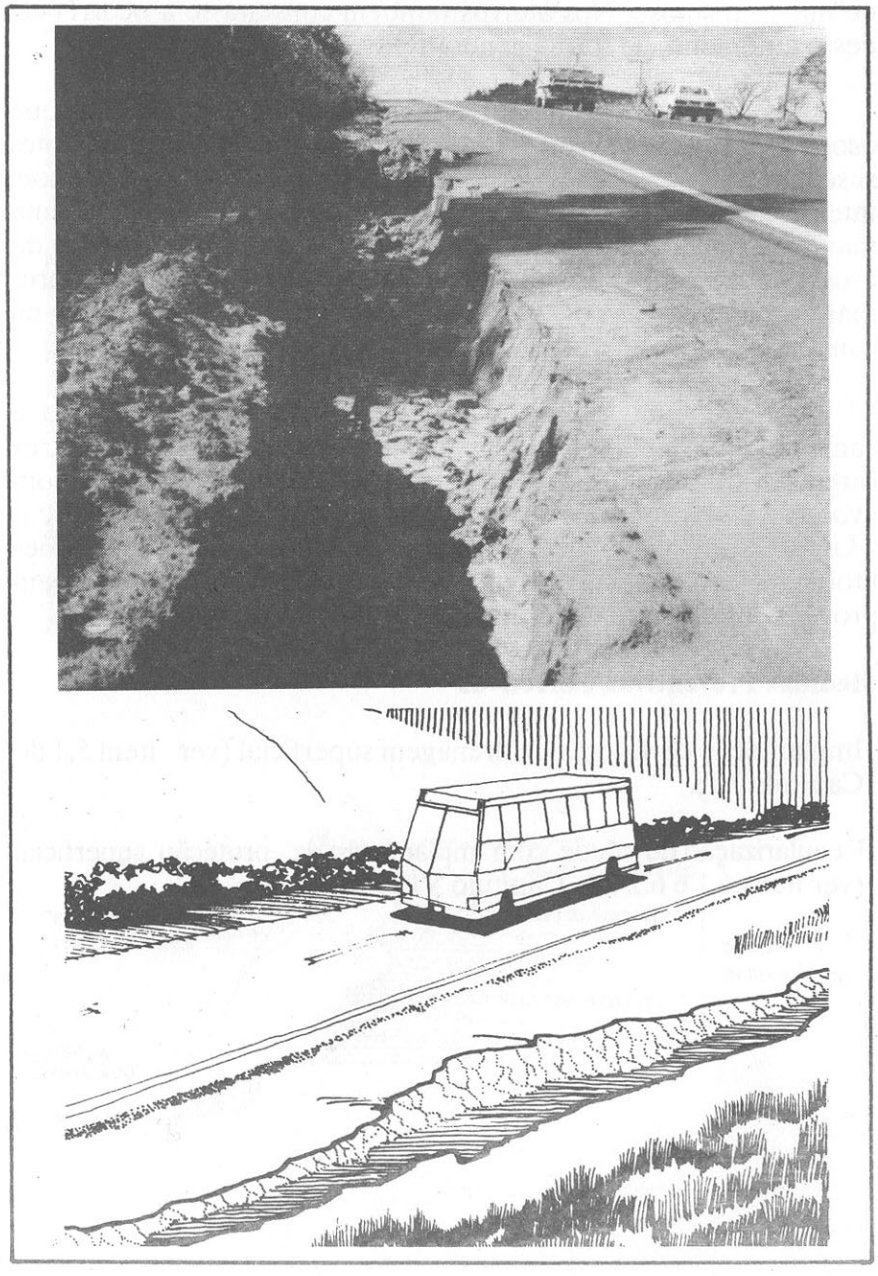


FIGURA IV.6 - Erosão em plataforma

2.2 Erosão em plataforma

É um processo de erosão longitudinal que ocorre ao longo do acostamento, quando há concentração de água superficial, principalmente de chuva, proveniente dos taludes e da própria plataforma. Esta situação é comum em cortes em caixão de longa extensão e em rampas sem saídas laterais, em regiões de solos pouco coesivos.

O relevo suave de colinas amplas, onde existem estes cortes de grandes extensões em solos da Unidade I (Solo Arenoso Fino), determina situações para a ocorrência deste tipo de problema (Figura IV.6).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Dissipação da energia da água através de saídas laterais, caixas de dissipação e bacias de retenção (ver itens 5.1.6, 5.1.8 e 5.1.10 do Capítulo VI).

. Regularização da plataforma, com implantação de proteção superficial (ver itens 6.1 e 6.2 do Capítulo VI).



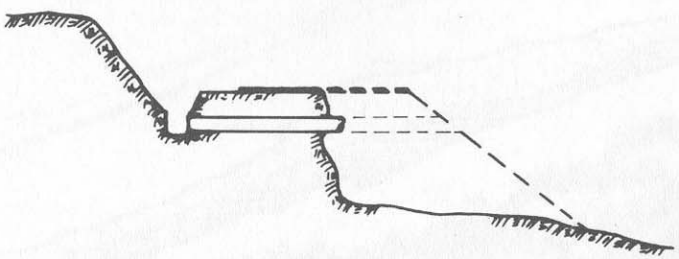


FIGURA IV.7 - Erosão associada a obras de drenagem

2.3 Erosão associada a obras de drenagem

As obras de drenagem em uma rodovia, tais como bueiros, canaletas, valetas e sangras, têm a função de disciplinar e conduzir as águas superficiais para fora dos seus limites. Quando estas obras concentram volumes relativamente grandes de água, e seu lançamento é feito de forma inadequada, sem as medidas necessárias para a dissipação da energia, surgem erosões localizadas.

Tal situação interfere diretamente na estabilidade dos taludes de corte e aterro da própria rodovia, além de atingir os terrenos adjacentes, onde a erosão freqüentemente evolui para ravinas ou até boçorocas.

O tipo de solo é um fator preponderante no desenvolvimento destas formas de erosão, sendo mais suscetíveis os arenosos, característicos da Unidade I; no entanto, podem também ser encontradas em outras unidades, como na Unidade VI, especialmente em solos siltosos (Figura IV.7).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Execução de caixa de dissipação de energia nos pontos de lançamento de água (ver item 5.1.10 do Capítulo VI).

. Recomposição do aterro ou corte (ver itens 2 e 3 do Capítulo VI).

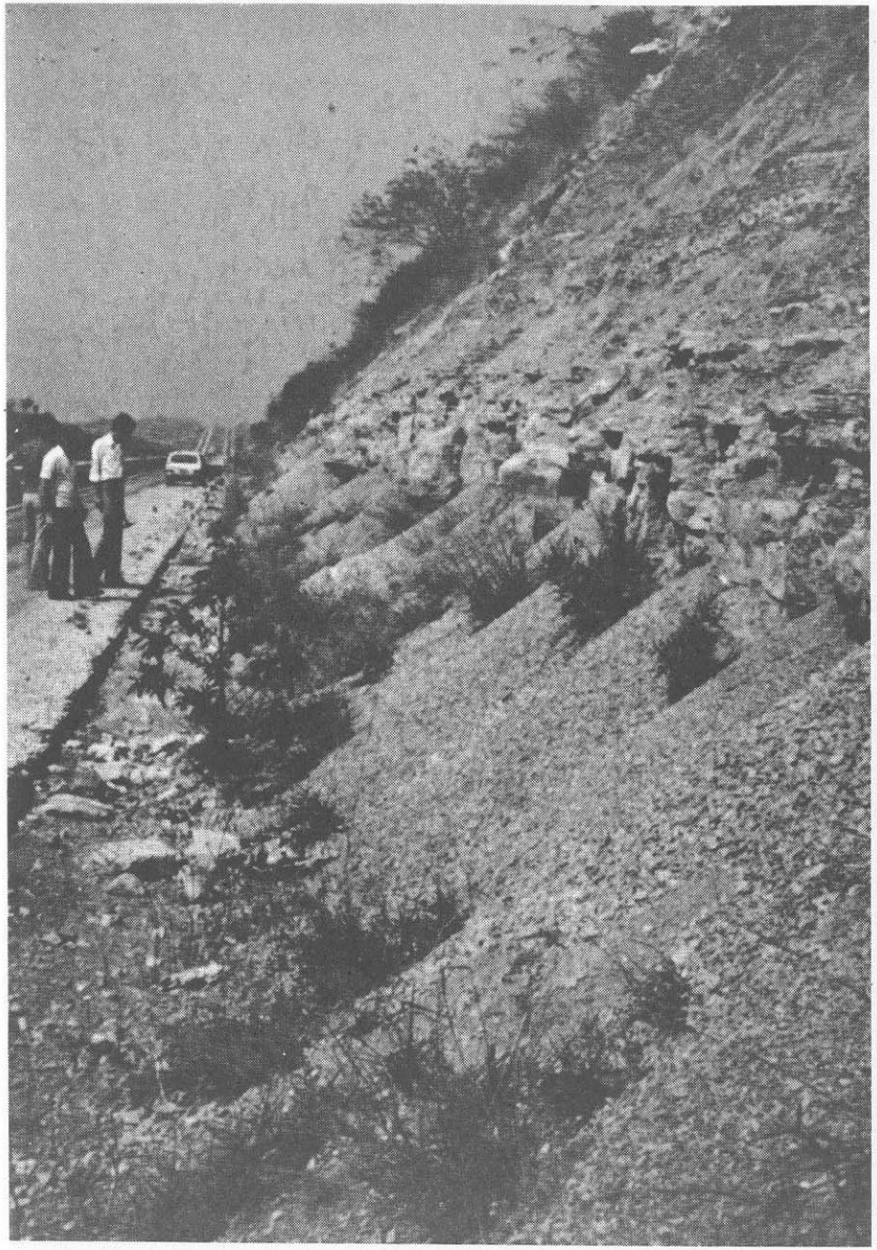


FIGURA IV.8 - Desagregação superficial em taludes

3 DESAGREGAÇÃO SUPERFICIAL EM TALUDES

Este processo é considerado um fenômeno de instabilidade superficial e apresenta, de maneira semelhante à erosão, características de destruição da estrutura do material e sua posterior remoção. É comum, sua ocorrência em regiões tropicais e resulta de uma ação cíclica de umedecimento e secagem dos solos saprolíticos micáceos ou cauliníticos. É comum, também, aparecerem argilo-minerais expansivos disseminados em camadas sedimentares, o que aumenta substancialmente o desenvolvimento destes fenômenos.

O resultado disto é o empastilhamento da superfície exposta, assim denominado por desagregar o material (solo ou rocha sedimentar branda) em pequenos grânulos (ou pastilhas) de tamanho centimétrico, provocando o permanente assoreamento do sistema de drenagem superficial (Figura IV.8).

Este fenômeno, quando ocorre em camadas sedimentares siltosas, intercaladas em camadas arenosas mais resistentes a este processo, pode provocar o descalçamento destas últimas, muito comum nas Unidades II, IV e V. Constataram-se também casos em solos saprolíticos de basalto da Unidade III, associados à presença de argilo-minerais expansivos.

Medidas Preventivas/Corretivas

. Impedimento da ocorrência da ciclicidade (umedecimento/secagem), através de proteção superficial com tela e gunita (ver item 6.2.3 do Capítulo VI) ou do confinamento do talude, com camada de solo compactado.

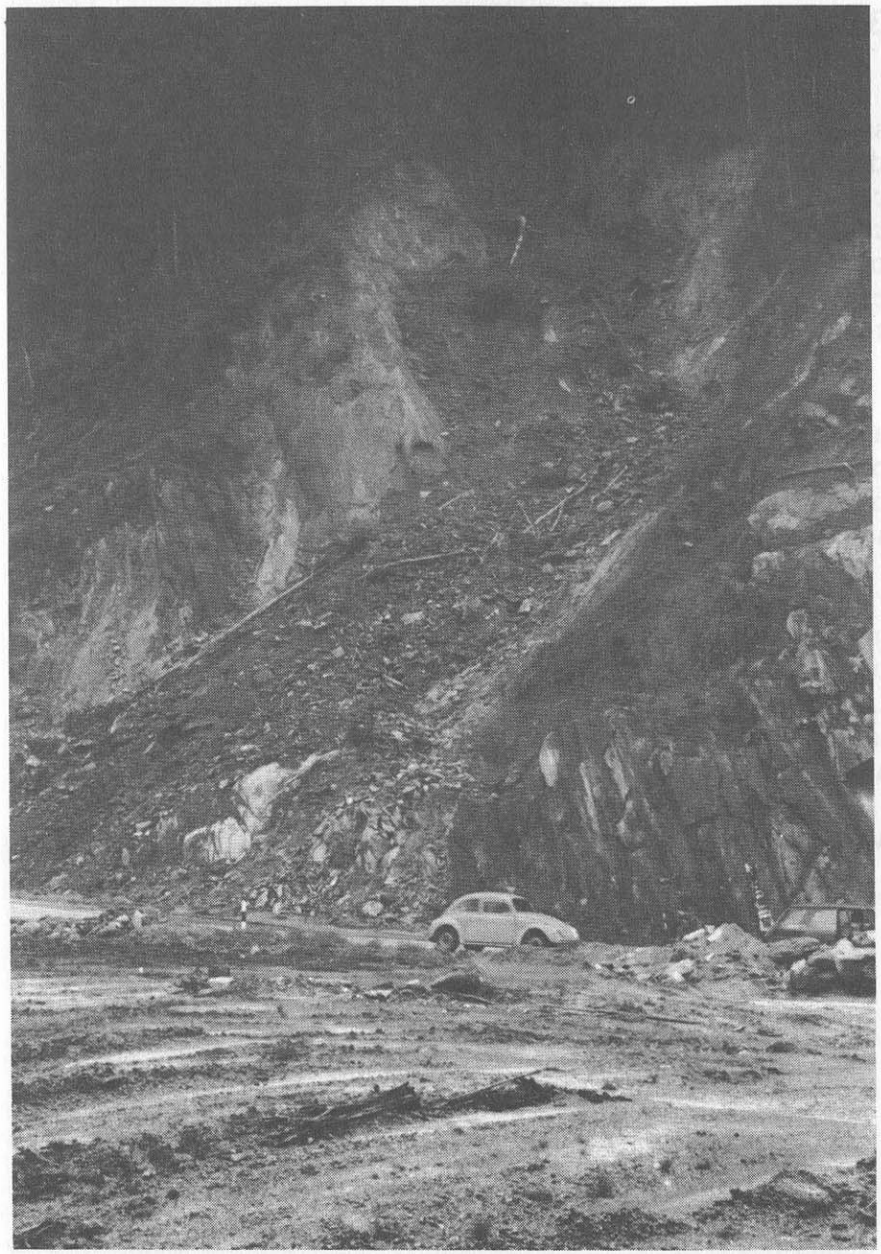


FIGURA IV.9 - Escorregamento em taludes de corte em rodovias

4 ESCORREGAMENTOS

Os escorregamentos são movimentos rápidos de porções de taludes naturais, de cortes ou aterros. Apresentam superfície de ruptura bem definida, que é função do tipo de solo ou rocha, da geometria do talude e das condições de fluxo d'água.

Ocorrem devido a diversos fatores, tendo a água como principal agente deflagrador. Por este motivo, são observados com maior freqüência em períodos chuvosos, sendo que uma das condições mais críticas é caracterizada por um período contínuo de chuvas, de alguns dias, seguido de uma precipitação mais intensa (Figura IV.9).

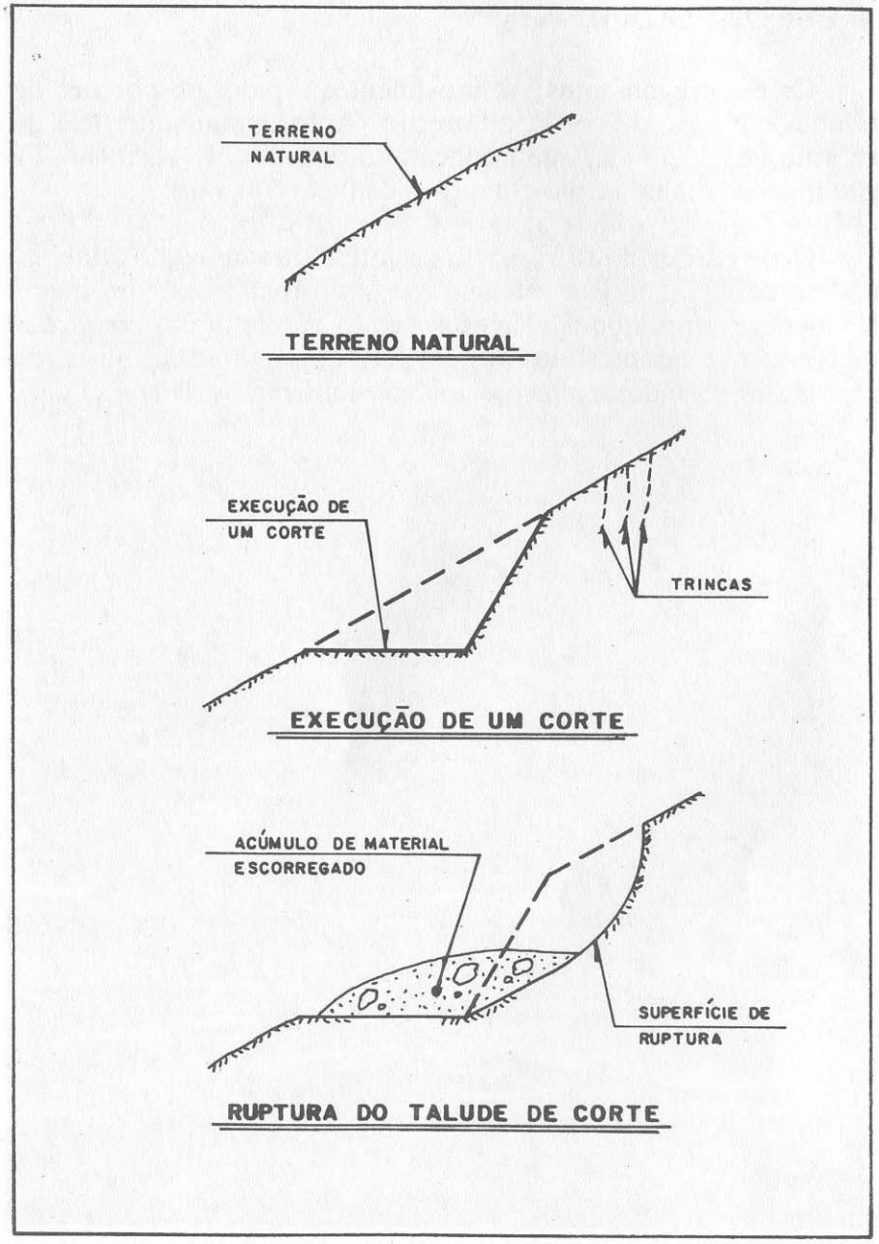


FIGURA IV.10 - Ruptura de talude de corte motivada por inclinação e/ou altura excessiva do corte

4.1 Escorregamentos em cortes

A execução de cortes em uma encosta provoca alterações no estado de tensões atuantes no maciço, que tende a instabilizar a região a montante do talude. As tensões de tração que venham a ocorrer poderão provocar o aparecimento de trincas.

Durante a ocorrência de chuvas, estas trincas podem ser preenchidas por água, fato ao qual estão associados inúmeros escorregamentos (Figura IV.10).

Além da alteração no estado de tensões, as modificações na geometria dos taludes alteram as condições de drenagem e cobertura vegetal, que podem facilitar a infiltração da água e conseqüente saturação do maciço, reduzindo a resistência dos materiais envolvidos, assim como a ocorrência de diversos processos erosivos.

No presente Manual, os escorregamentos em cortes foram classificados em função de sua principal causa, ou seja:

. inclinação acentuada;
. descontinuidades do maciço;
. saturação;
. evolução de erosão;
. presença de corpos de tálus.

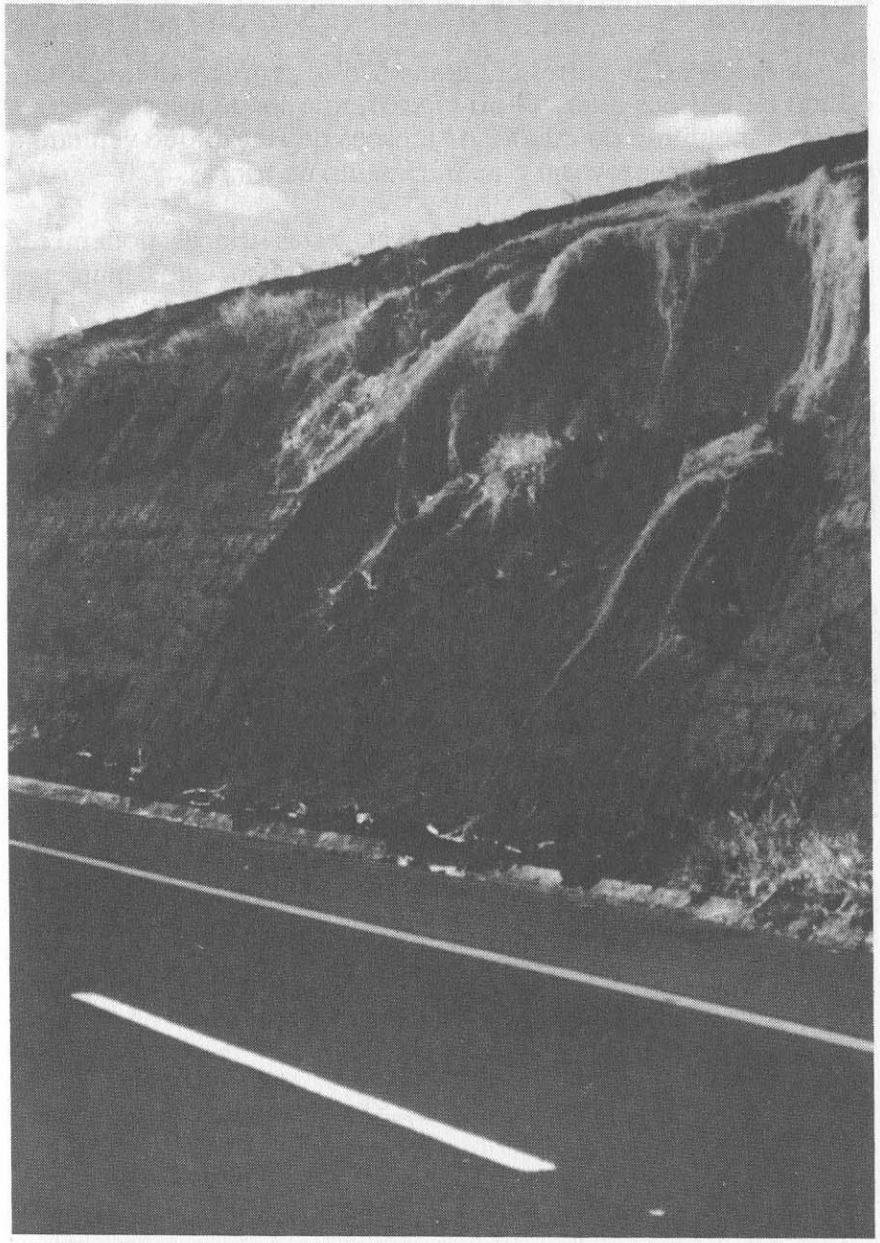


FIGURA IV.11 - Escorregamento devido à inclinação acentuada do talude

4.1.1 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS À INCLINAÇÃO ACENTUADA

São escorregamentos causados principalmente pela não compatibilidade das inclinações dos taludes com as resistências dos solos, podendo ser encontrados basicamente de duas formas ao longo da malha viária do DER-SP.

A primeira, de conseqüência menor, ocorre em taludes de pequenas dimensões, principalmente na Unidade I, onde é comum a execução de taludes com forte inclinação (superior a 50°). O volume mobilizado atinge alguns metros cúbicos, não interferindo propriamente na faixa de rolamento, porém afetando o sistema de drenagem da rodovia (Figura IV.11).

A segunda forma de ocorrência é encontrada em taludes de maiores dimensões, muito comum em regiões da Unidade VI. Face às condições de relevo, que são em geral severas nesta Unidade, os volumes mobilizados envolvem principalmente o solo saprolítico e geram conseqüências graves, como a interdição parcial ou total da rodovia. É comum este processo estar associado à existência de estruturas residuais da rocha e deficiências no sistema de drenagem.

Medidas Preventivas/Corretivas

. Adoção de inclinações compatíveis com o material (retaludamento) (ver item 3 do Capítulo VI).

. Sistema de drenagem adequado (ver item 5 do Capítulo VI).

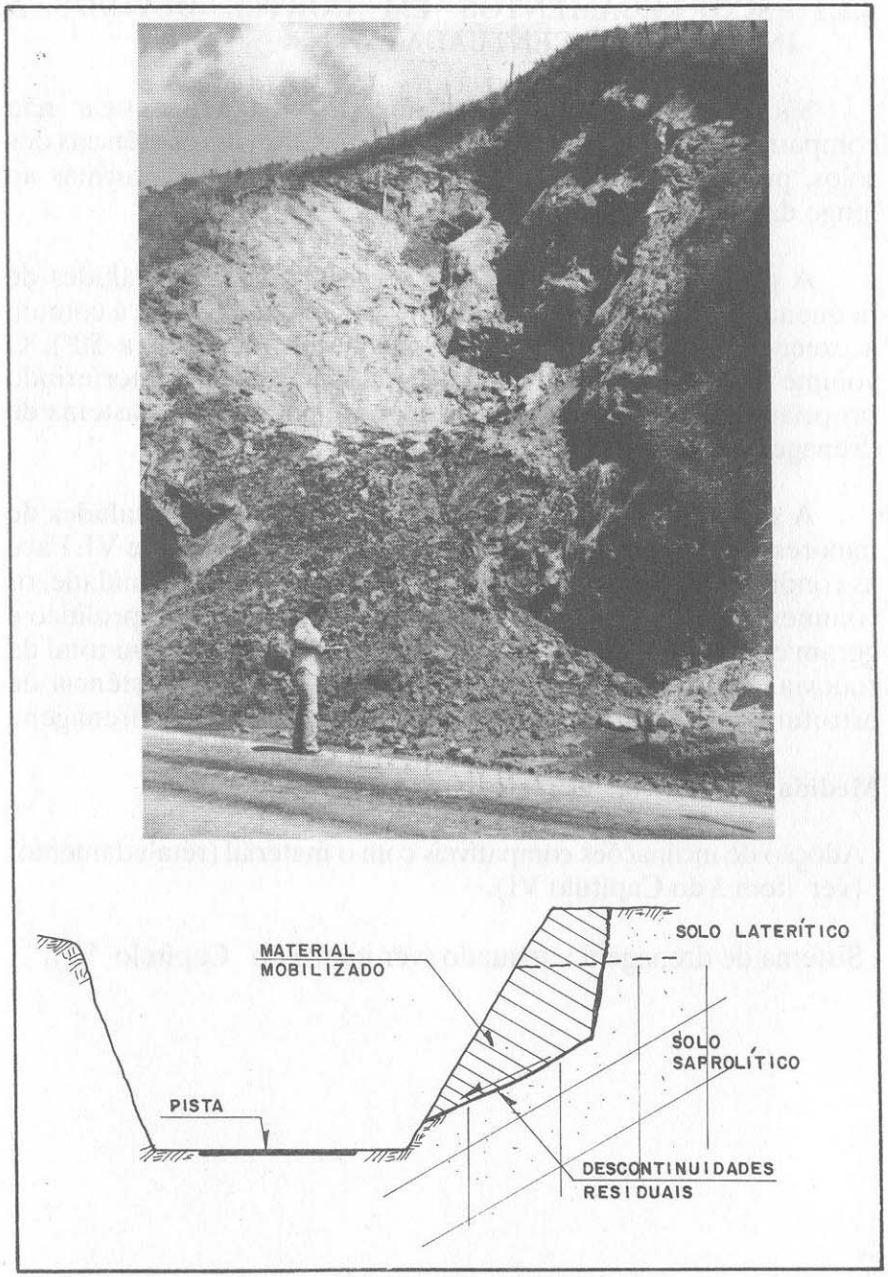


FIGURA IV.12 - Escorregamento causado por descontinuidade

. Proteção superficial (impermeabilização, vegetação etc.) (ver item 6 do Capítulo VI).

4.1.2 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS A DESCONTINUIDADES DO MACIÇO

Estes tipos de escorregamentos ocorrem tendo como superfície principal de ruptura uma descontinuidade do material, que pode ser resultante de estruturas residuais ou do contato solo/rocha.

As estruturas residuais, também denominadas reliquiares, são planos de fraqueza (fraturas e xistosidades) herdadas da rocha. É comum ocorrerem ao longo destes planos materiais argilosos de preenchimento, tornando ainda mais crítica a estabilidade do talude. Em estudos de campo, pode-se avaliar a existência destes planos, porém a sua identificação é dificultada pela própria ação do intemperismo nos solos saprolíticos.

O contato solo/rocha é outra descontinuidade marcante, pois determina fundamentalmente uma substancial mudança na permeabilidade e na resistência dos materiais, permitindo o desenvolvimento de forças de percolação que levam o talude à ruptura (Figura IV.12).

A ocorrência destes tipos de escorregamentos é generalizada em todos os materiais que apresentam alguma descontinuidade, porém é mais intensa na Unidade VI.

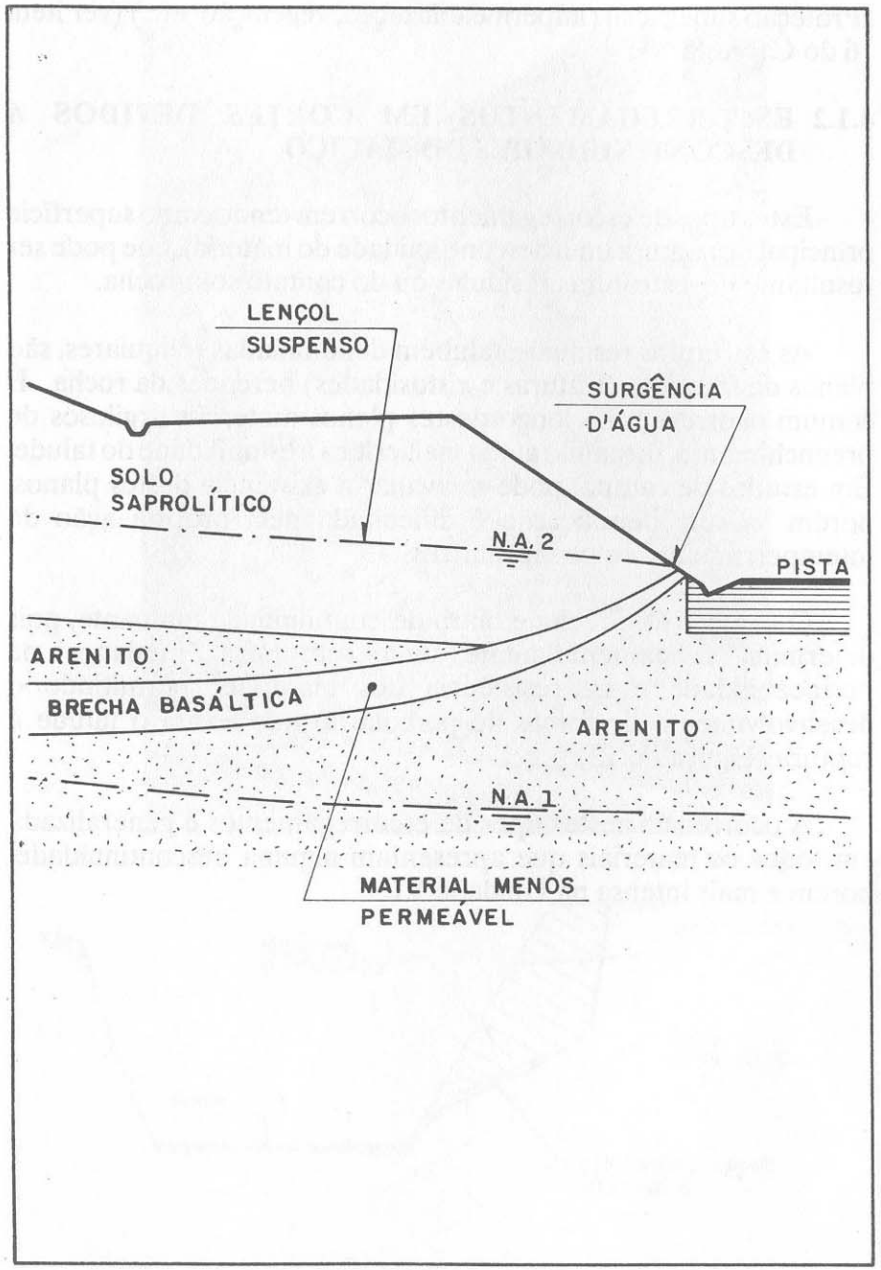


FIGURA IV.13 - Exemplo de formação de lençol suspenso (N.A. 2)

Medidas Preventivas/Corretivas

. Conhecimento prévio das descontinuidades e adoção de inclinações compatíveis e/ou obras de contenção (ver itens 3 e 4 do Capítulo VI).

4.1.3 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS À SATURAÇÃO

Escorregamentos devidos à saturação do solo ocorrem associados à elevação do lençol freático, ou devidos à saturação temporária do solo, decorrente da infiltração durante prolongados períodos de precipitação.

Estes casos ocorrem, inclusive, em situações de relevo suave, quando os cortes de pequena altura interceptam o lençol d'água. Isto leva à instabilização do material, quer por aumento das pressões neutras, quer pelo efeito da água como redutor da resistência dos materiais envolvidos, ou ainda pela atuação da água nos processos erosivos, provocando uma situação precária também no acostamento e no próprio pavimento, quando não são adotadas medidas de drenagem superficial e profunda.

A existência de uma interface entre as camadas (geralmente em rochas sedimentares) de diferentes permeabilidades permite a formação de lençóis suspensos. Este tipo de problema é comum nas Unidades II, IV, e V (Figura IV.13).

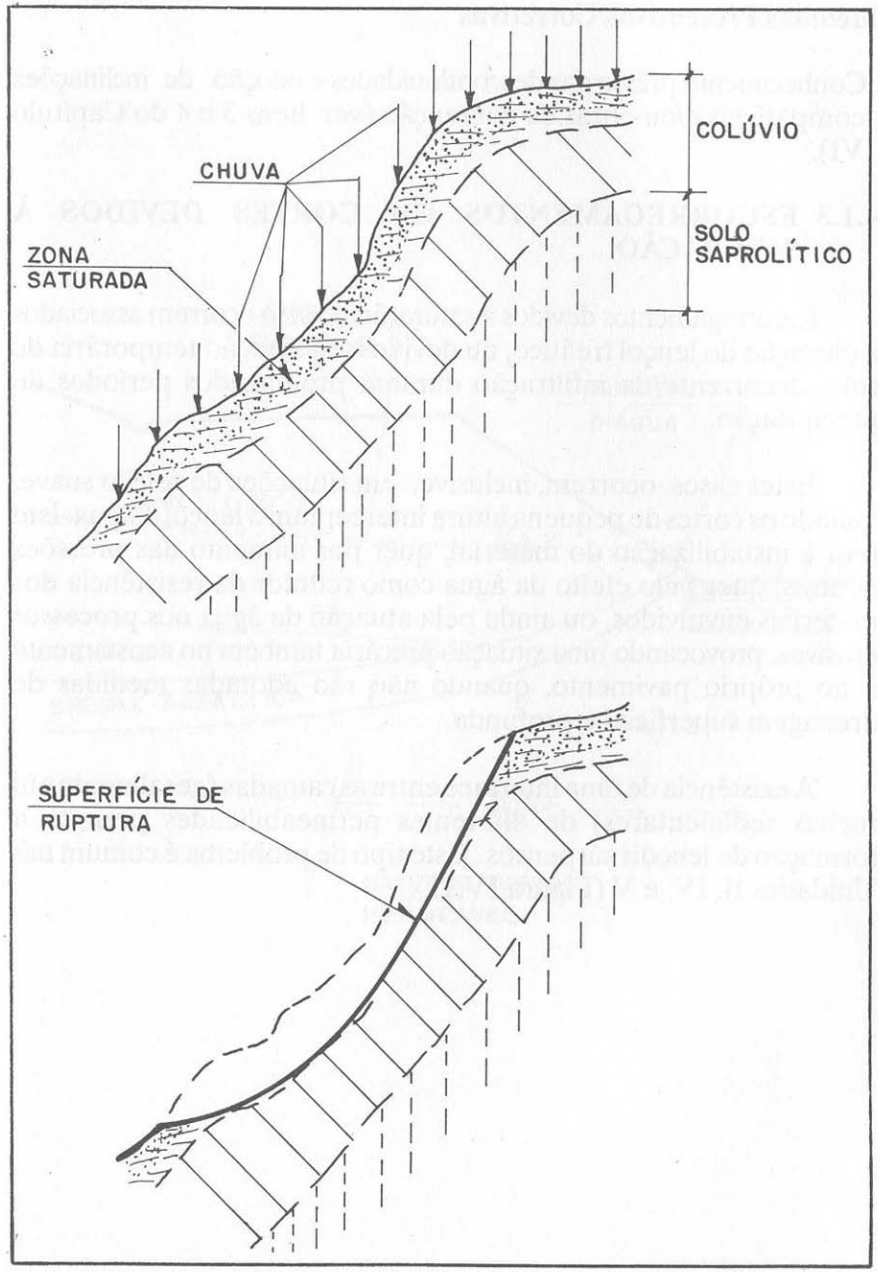


FIGURA IV.14 - Escorregamento devido à saturação do talude

Existem casos, característicos da Unidade VI, onde situações específicas, como a presença de diques de diabásio, criam condições de formação de lençol suspenso, propiciando a saturação do talude, podendo desencadear escorregamentos de grandes proporções.

Os casos de saturação temporária do solo, decorrentes de prolongados períodos de precipitação, são encontrados, principalmente, nos solos laterizados superficiais, de pequena espessura (Figura IV.14).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Situação envolvendo o lençol freático: drenagem superficial e profunda (ver item 5 do Capítulo VI).

. Situação decorrente de saturação temporária: impermeabilização superficial (ver itens 6.2.1, 6.2.2 e 6.2.3 do Capítulo VI).

. Execução de obras de contenção (ver item 4 do Capítulo VI).

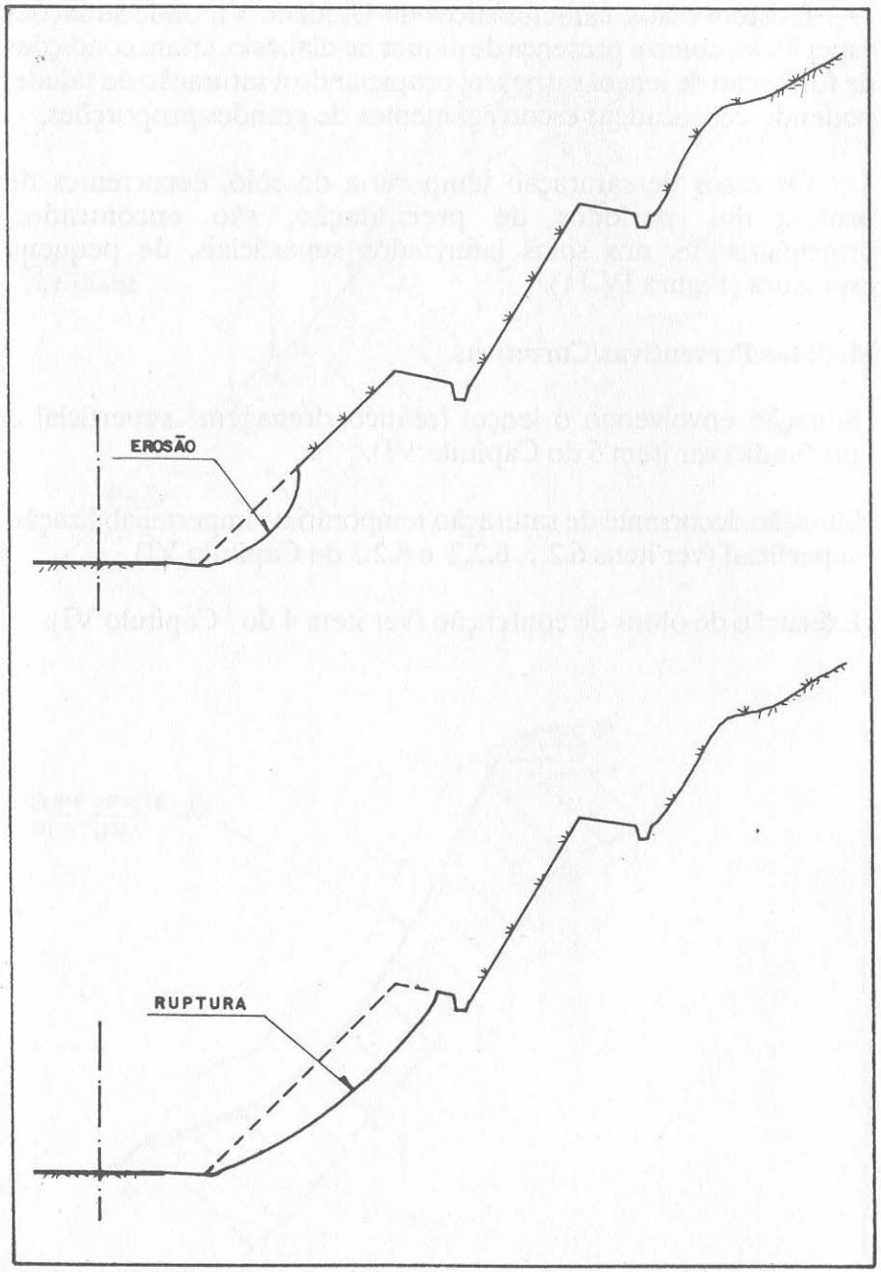


FIGURA IV.15 - Escorregamento devido à evolução da erosão

4.1.4 ESCORREGAMENTOS EM CORTES DEVIDOS À EVOLUÇÃO DA EROSÃO

A evolução dos processos erosivos, em sulcos ou diferenciada, altera a forma do talude, formando paredes subverticais, geralmente incompatíveis com a resistência dos solos.

Tal situação, associada ou não a fatores como descontinuidades, provoca rupturas que costumam ser pequenas individualmente, porém, por serem remontantes, acabam por comprometer, com o tempo, a estabilidade de todo o talude (Figura IV.15).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Abatimento do talude (ver item 3 do Capítulo VI).

. Implantação de sistema de drenagem adequado (ver item 5 do Capítulo VI).

. Execução de proteção superficial (vegetação, impermeabilização etc.) (ver item 6 do Capítulo VI).

. Execução de obras de contenção pequenas e localizadas (ver item 4.1 do Capítulo VI).

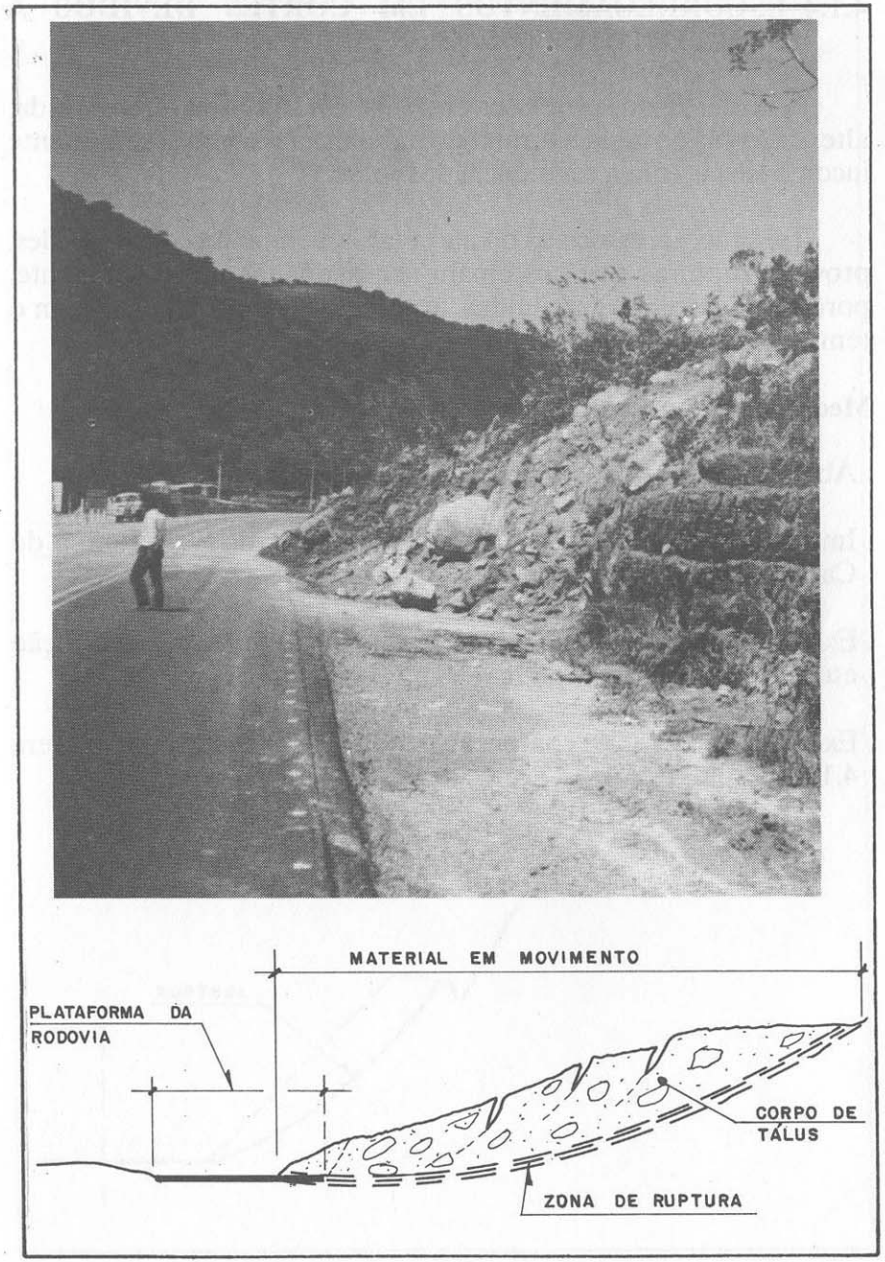


FIGURA IV.16 - Escorregamento em corpo de tálus

4.1.5 ESCORREGAMENTOS EM CORPO DE TÁLUS

Os corpos de tálus são constituídos por uma grande heterogeneidade de materiais e apresentam, freqüentemente, elevada porosidade, encontrando-se nos anfiteatros das encostas, em áreas de baixa declividade.

São geralmente muito instáveis frente a modificações de sua geometria, quando submetidos a cortes ou aterros, e alterações no sistema de infiltração e circulação de água, pela implantação de rodovias (Figura IV.16).

Os casos de 2 corpos de tálus instáveis, que causaram grandes problemas aos engenheiros rodoviários durante décadas, existentes na Via Anchieta (cota 500 - "curva da onça" e cota 90/100 - morro do "piche") são muito conhecidos e foram objeto de vários estudos e trabalhos publicados.

Medidas Preventivas/Corretivas

. Implantação de sistema de drenagem profunda e superficial (ver item 5 do Capítulo VI).

. Impermeabilização superficial (ver item 6.2.1 do Capítulo VI).

. Retaludamento e/ou eventual implantação de obra de contenção (ver itens 3 e 4 do Capítulo VI).

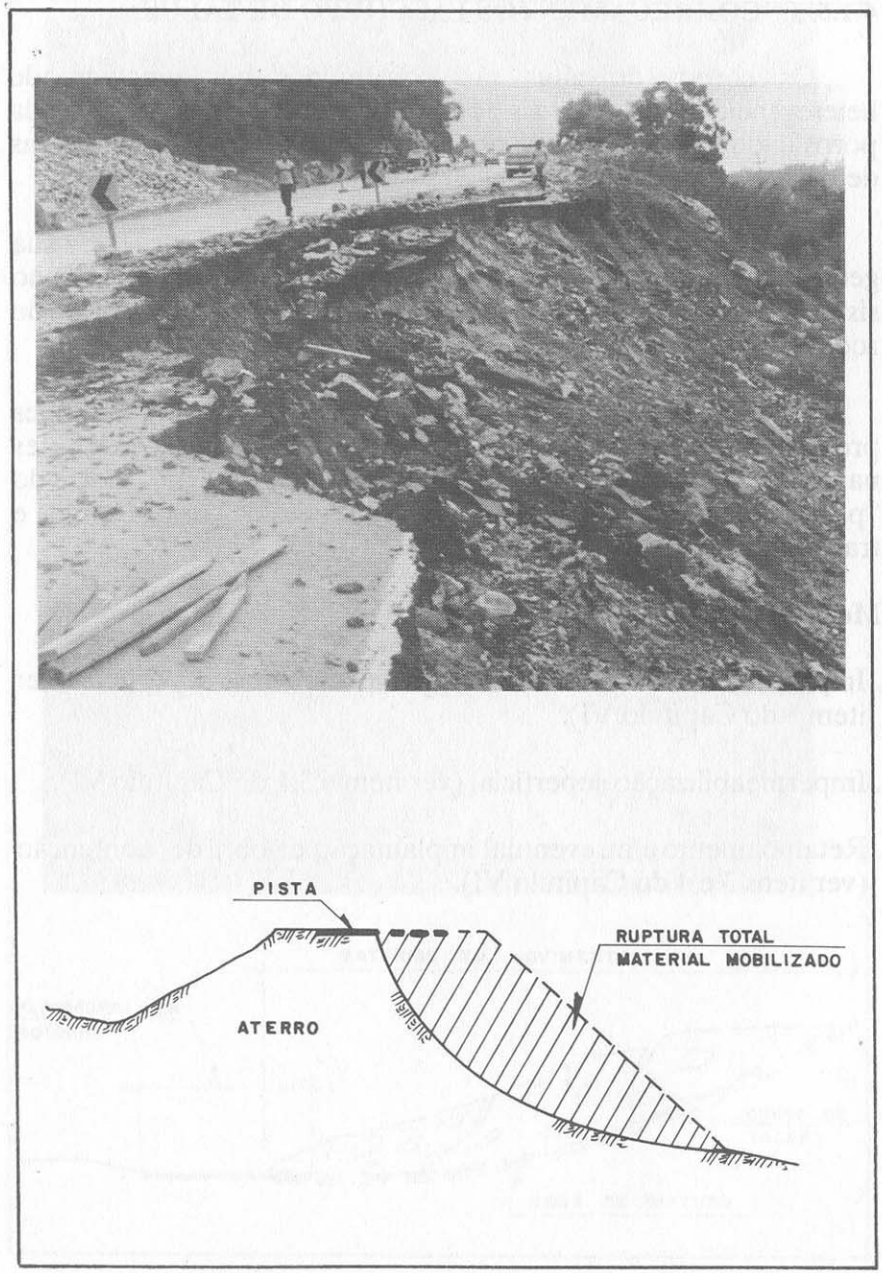


FIGURA IV.17 - Escorregamento em aterro

4.2 Escorregamentos em aterros

As principais instabilizações observadas em aterros estão associadas a:

. problemas na fundação;
. problemas no corpo do aterro;
. problemas em travessias de linhas de drenagem;
. problemas com os sistemas de drenagem e proteção superficial.

São encontradas comumente em todas as unidades, intensificando-se de modo geral na Unidade VI, devido ao tipo de relevo mais acentuado, que condiciona situações mais desfavoráveis e às características dos solos siltosos, desfavoráveis a uma eficiente compactação e muito erodíveis (Figura IV.17).

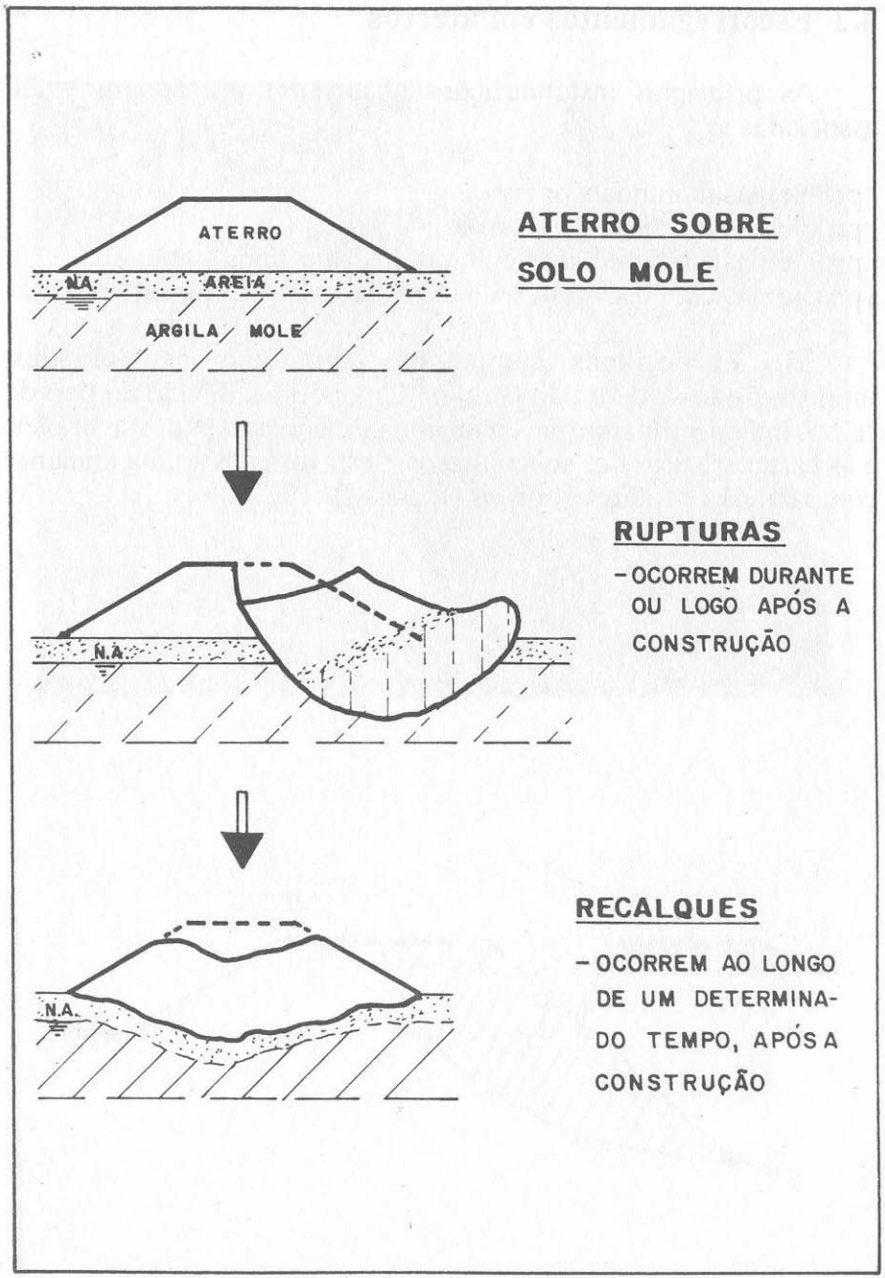


FIGURA IV.18 - Problema em aterros sobre solos moles

4.2.1 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS NA FUNDAÇÃO

Problemas de recalque ou até mesmo rupturas, estas principalmente durante a fase de execução, são observados em aterros construídos sobre solos de baixa capacidade de suporte, normalmente existentes em regiões de baixada (principalmente os solos moles da Unidade VII) e, também, em pequenas planícies encaixadas nas regiões serranas (Figura IV.18). Neste caso, além dos problemas já citados, ocorrem problemas de estabilidade nos aterros assentes diretamente na rocha, pois o contato solo/rocha é, em geral, uma superfície potencial de ruptura, principalmente se não for devidamente tratado.

Deve-se lembrar que o aterro atua, de forma direta, como sobrecarga no talude natural, podendo afetar as condições de estabilidade do maciço (Figura IV.19).

Um outro problema está associado à limpeza do terreno no preparo da fundação, antes do lançamento do material a ser compactado. Caso não se remova a vegetação, a sua decomposição cria um meio poroso que pode ser um caminho preferencial de percolação e originar deformações elevadas, causando recalques no aterro, sérios problemas de erosão interna (*piping*) e condicionando problemas de instabilidade (Figura IV.20). Problemas também aparecem no caso da existência de surgências d'água no terreno que servirá de fundação para o aterro, quando não são detectadas e tratadas.

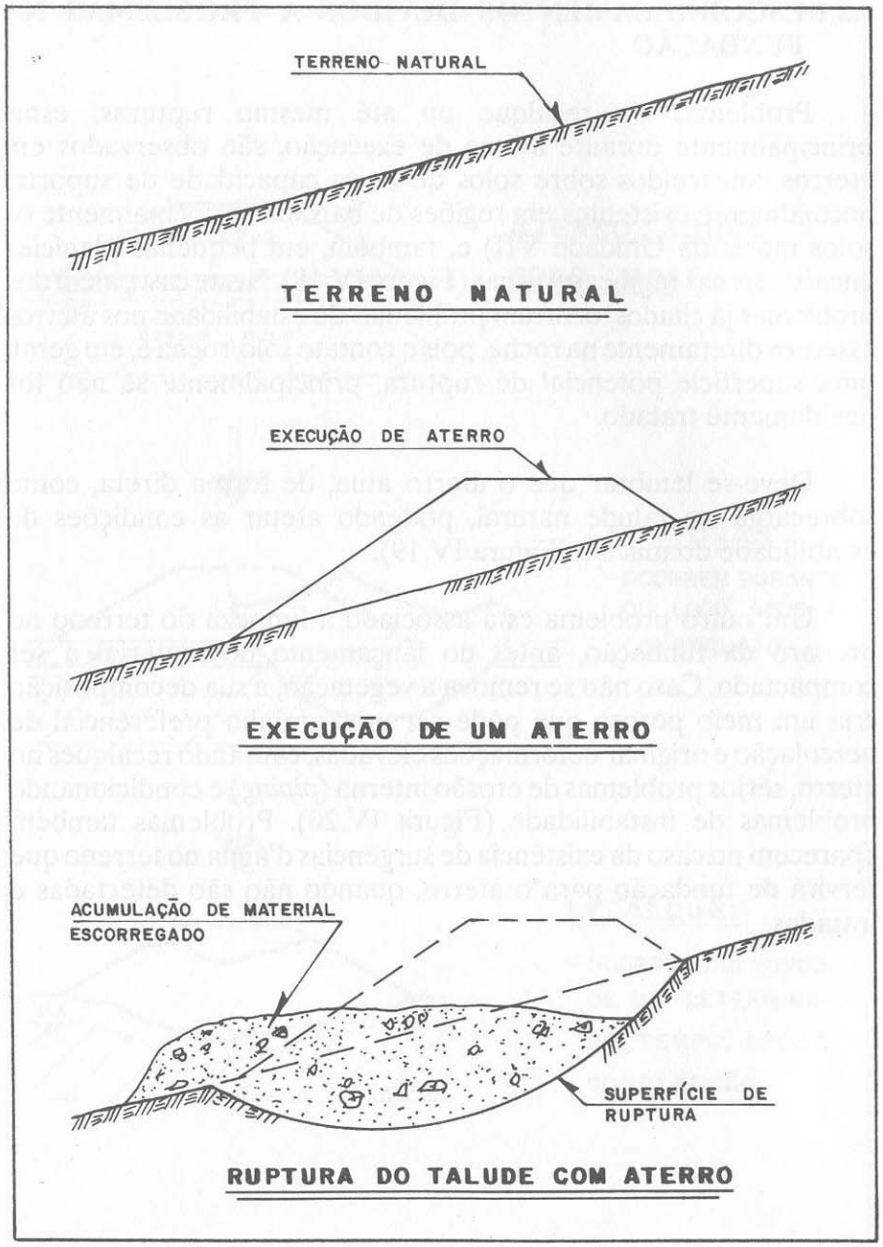


FIGURA IV.19 - Ruptura de talude natural com aterro a meia encosta motivada por excesso de sobrecarga no terreno

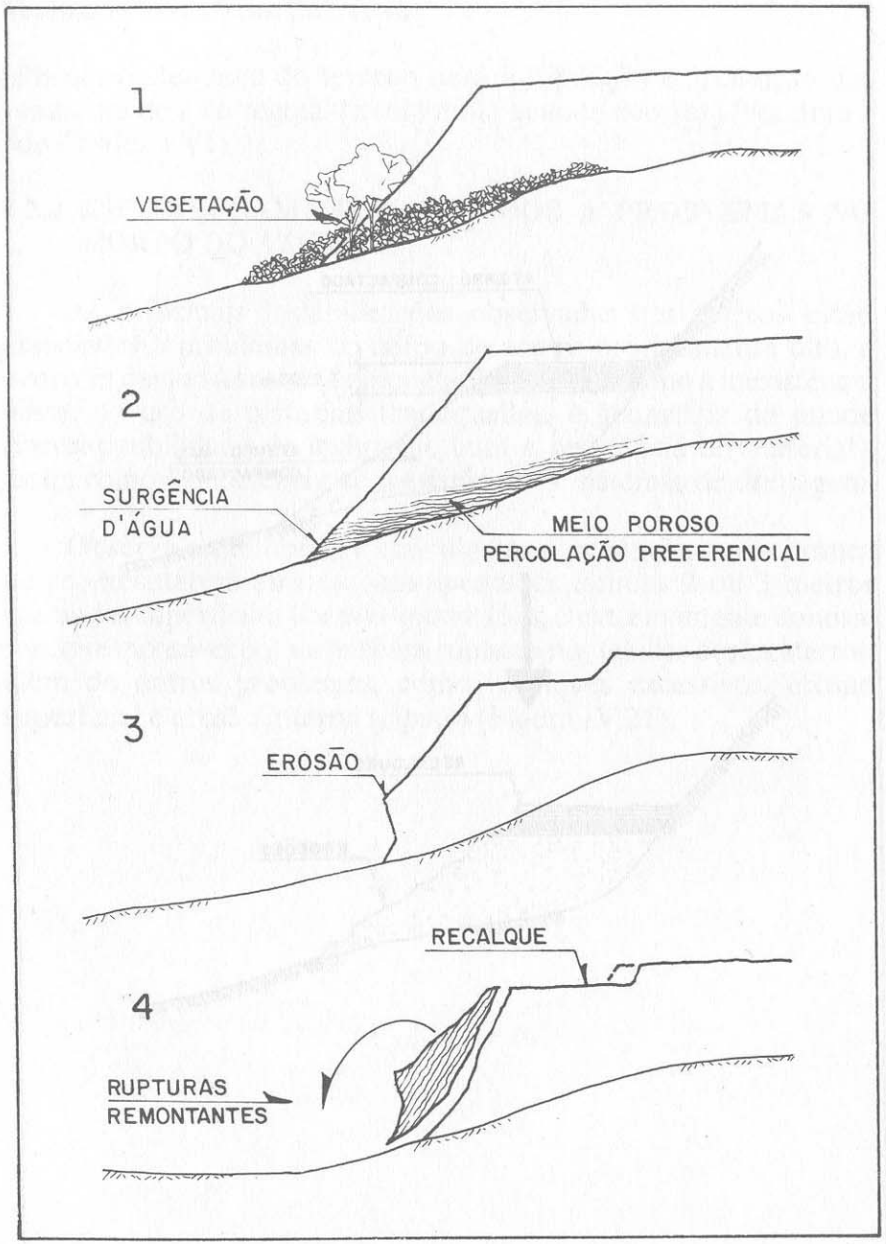


FIGURA IV.20 - Problema em aterro causado pela não limpeza do terreno antes do lançamento do material a ser compactado

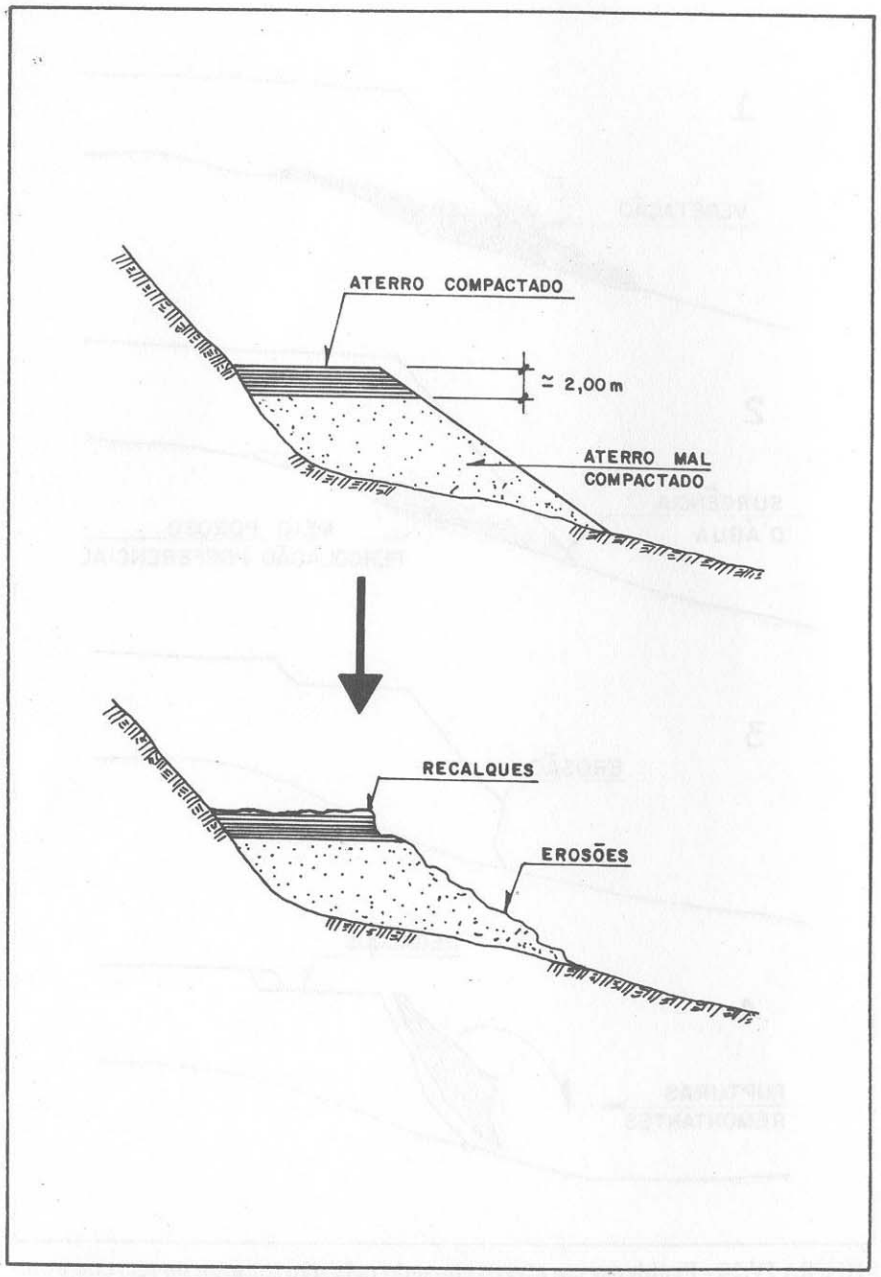


FIGURA IV.21 - Recalques excessivos causados pela má compactação do aterro

Medidas Preventivas/Corretivas

. Preparo adequado do terreno para a fundação e remoção das camadas de solo vegetal (e solo mole quando ocorrer) (ver item 2 do Capítulo VI).

4.2.2 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS NO CORPO DO ATERRO

As principais instabilizações observadas em aterros estão associadas a problemas no corpo do aterro propriamente dito, e ocorrem devido à sua má compactação ou até mesmo à inexistência desta, ao uso de materiais inadequados, à geometria do talude (incompatibilidade da inclinação com a resistência do material), assim como à deficiência ou inexistência de sistemas de drenagem.

Observa-se, também, e com alguma freqüência, que a prática de se executarem aterros com apenas os últimos 2 ou 3 metros (camadas superficiais) bem compactados, é extremamente danosa, sendo responsável por incontáveis rupturas nos taludes destes aterros, além de outros problemas, como recalques excessivos, erosão superficial e erosão interna (*piping*) (Figura IV.21).

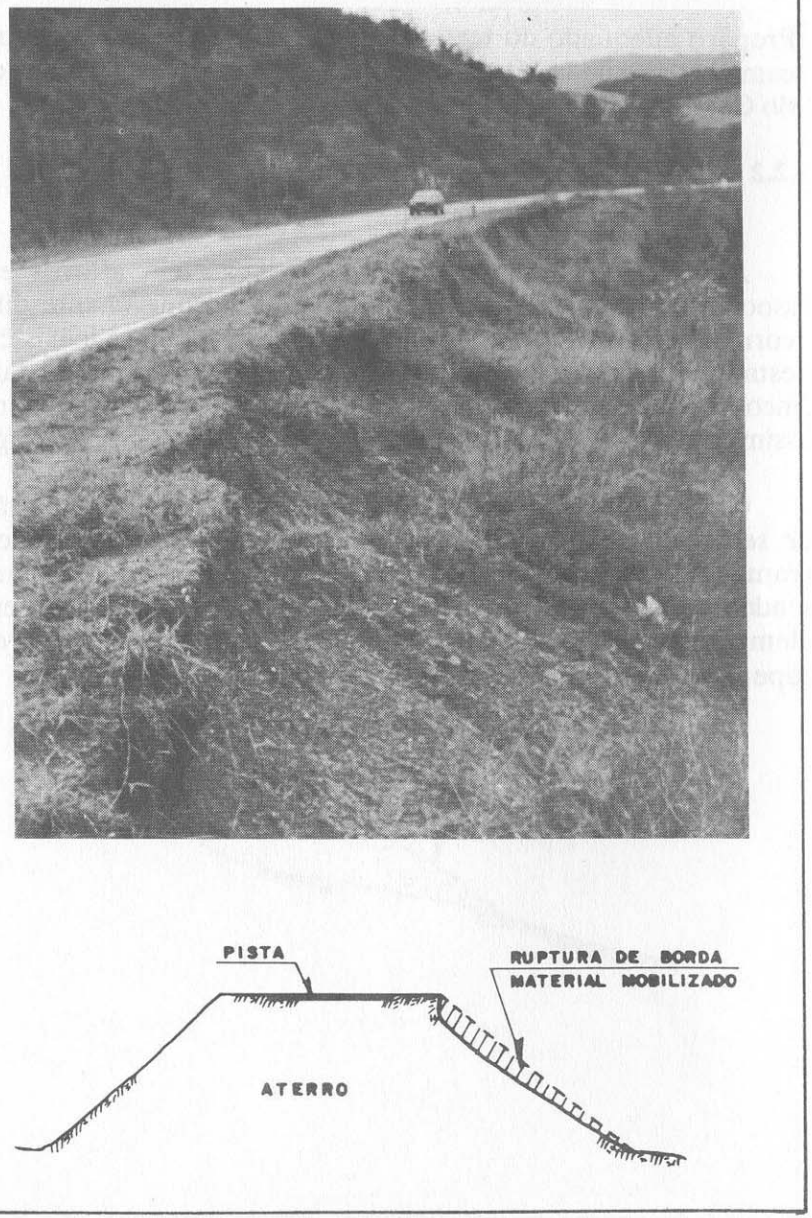


FIGURA IV.22 - Escorregamento de borda de aterro

Deve-se destacar que as bordas dos aterros são as regiões mais afetadas por escorregamentos (Figura IV.22).

Os escorregamentos de borda ocorrem atingindo geralmente a parte externa não compactada do corpo do aterro, e envolvendo pequeno volume de material, porém, resultando em cicatriz com talude subvertical. Após este escorregamento, que normalmente é ignorado pela sua pequena expressão, o aterro torna-se instável, devido à forte inclinação resultante do talude, e inicia-se um processo remontante de trincas, que gerará futuras ocorrências de maiores proporções.

Medidas Preventivas/Corretivas

- Reconstrução do aterro com material de boa qualidade, bem compactado e implantação de sistema de drenagem adequado (ver item 2 do Capítulo VI).

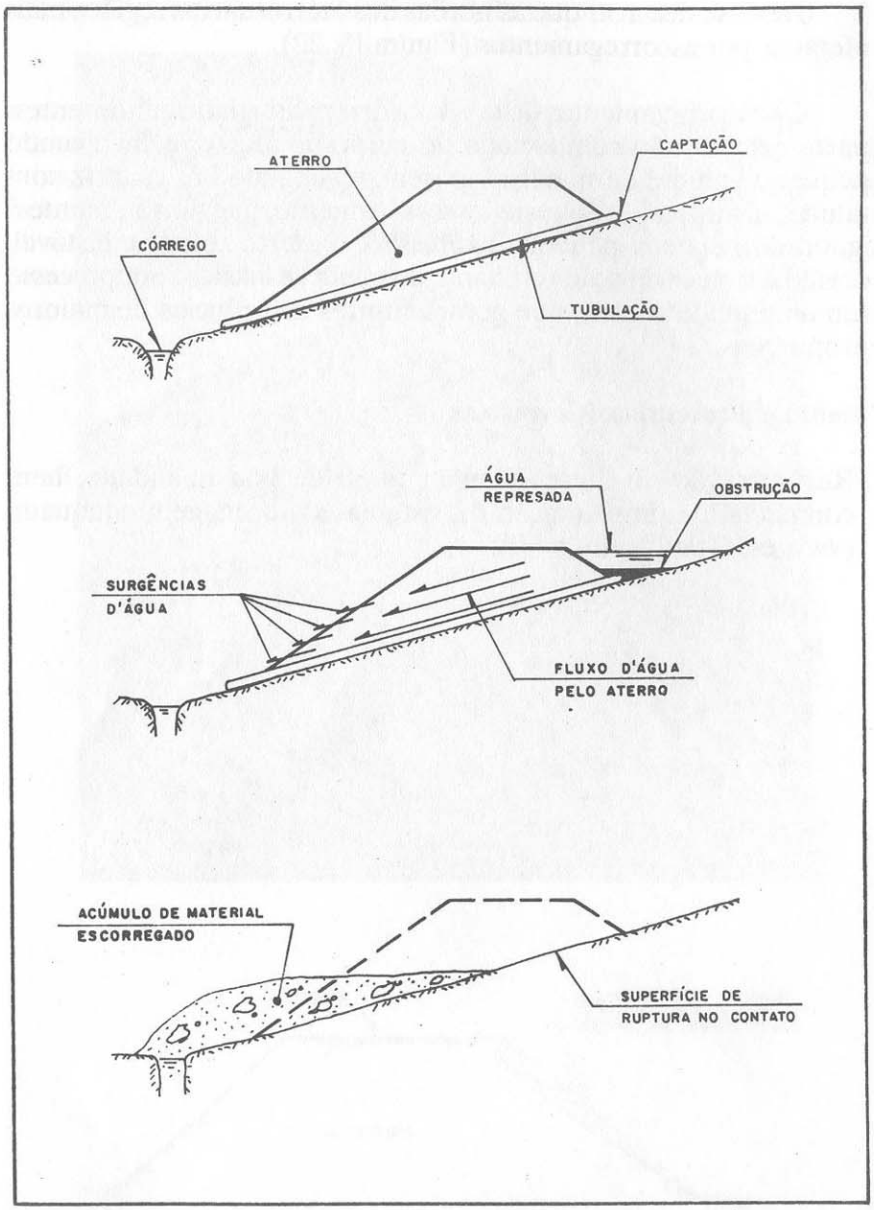


FIGURA IV.23 - Ruptura de talude motivada por obstrução de sistema de drenagem, infiltração d'água represada e fluxo através do maciço

4.2.3 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS EM TRAVESSIA DE LINHAS DE DRENAGEM

As rodovias, sendo obras de engenharia contínuas e de longa extensão, ao se desenvolverem ao longo de uma encosta, acabam por interceptar as linhas de drenagem natural (ou talvegues). Quando a travessia desses talvegues, que apresentam grandes volumes de água, não é feita por obras de arte mas por aterros, uma solução bastante usual é permitir a passagem das águas sob o aterro, através de bueiros ou galerias.

Este tipo de obra apresenta, geralmente, elevada vulnerabilidade a eventos de obstrução. Durante um período de chuva intensa, a obstrução de um bueiro ou galeria traz, na maioria dos casos, conseqüências danosas, como recalques ou ruptura parcial ou total do aterro (Figura IV.23).

A obstrução de bueiros e galerias pode ocorrer de várias maneiras, estando geralmente associada a materiais carreados pelas enxurradas (pedaços de árvores, troncos e galhos), produtos da erosão ou de escorregamentos a montante. Os materiais de maiores dimensões são carreados pelas águas e ficam retidos dentro ou na entrada do bueiro ou da galeria, permitindo o rápido assoreamento a montante por materiais de menores dimensões e pelo solo carreado, tamponando estas obras de drenagem.



FIGURA IV.24 - Inexistência ou obstrução de bueiro

Os bueiros ou galerias, mesmo livres de qualquer obstrução, também podem provocar os problemas descritos, se tiverem sido incorretamente dimensionados. Estes também podem apresentar falhas de execução ou rompimentos devido a recalques da fundação, que, por sua vez, poderão provocar erosão interna (*piping*).

Situação mais grave que as acima mencionadas é aquela em que a travessia dos talvegues é feita por aterros, sem que se permita a passagem das águas por bueiros ou galerias, pois neste caso o seu represamento é inevitável (Figura IV.24).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Implantação de sistemas de proteção junto às entradas dos bueiros, remoção de vegetação de maior porte junto ao seu acesso e manutenção sistemática (nos casos em que não ocorreu ruptura).

. Reconstrução da obra, com dimensionamento adequado e incluindo as proteções devidas (nos casos em que já ocorreu ruptura).

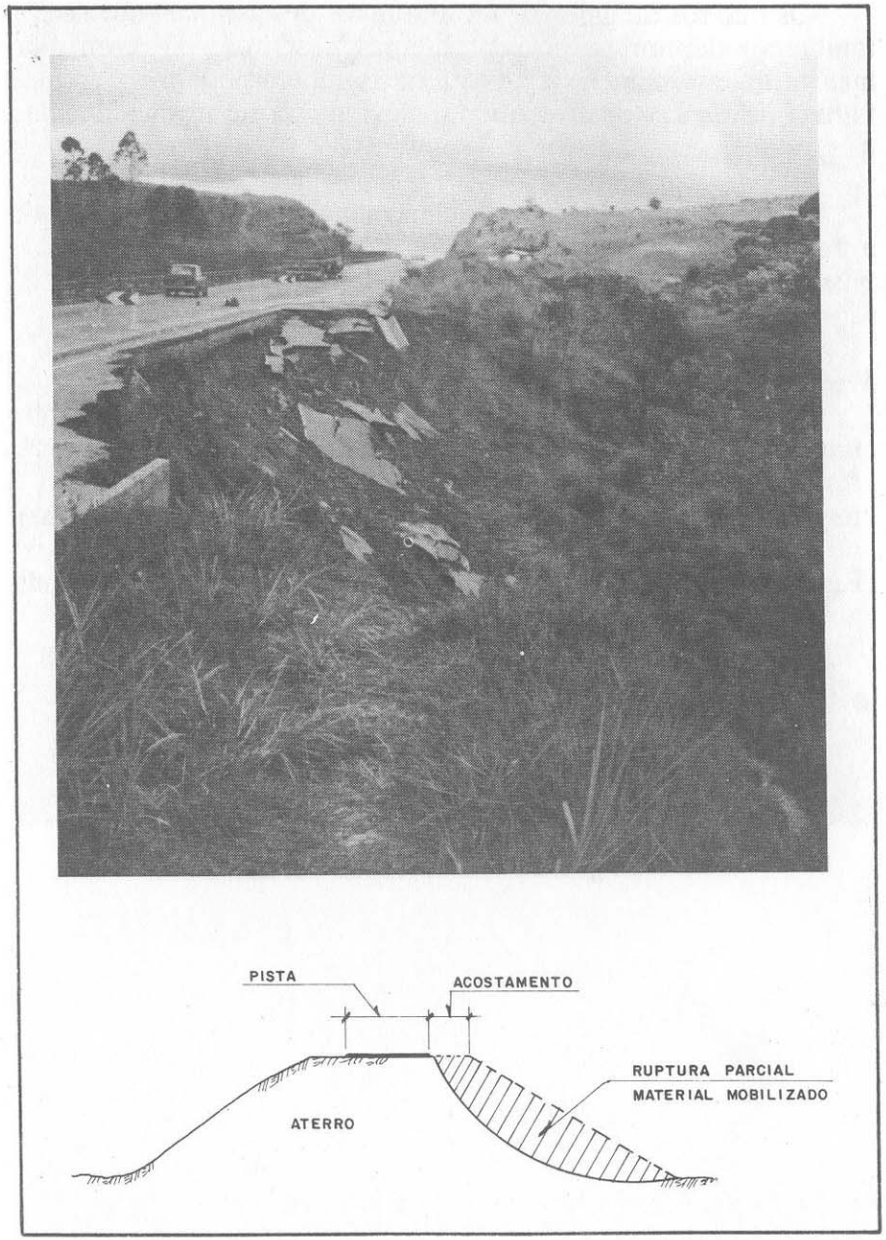


FIGURA IV.25 - Escorregamento parcial em aterro devido a problemas no sistema de drenagem

4.2.4 ESCORREGAMENTOS DEVIDOS A PROBLEMAS COM OS SISTEMAS DE DRENAGEM E PROTEÇÃO SUPERFICIAL

O sistema de drenagem superficial pode apresentar problemas relacionados a danos às canaletas, escadas d'água ou outros dispositivos, bem como devido ao seu dimensionamento incorreto. Estes problemas, associados a deficiências do sistema de proteção superficial, costumam provocar infiltrações nos taludes e na própria plataforma, ocasionando saturação e erosão em sulcos nos taludes dos aterros, que, ao evoluírem, podem levar à ocorrência de escorregamentos (Figura IV.25).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Manutenção sistemática e freqüente nos sistemas de drenagem, evitando os problemas ou corrigindo-os em sua fase inicial.

. Reconstrução, com dimensionamento adequado nos casos em que os sistemas já foram severamente danificados.

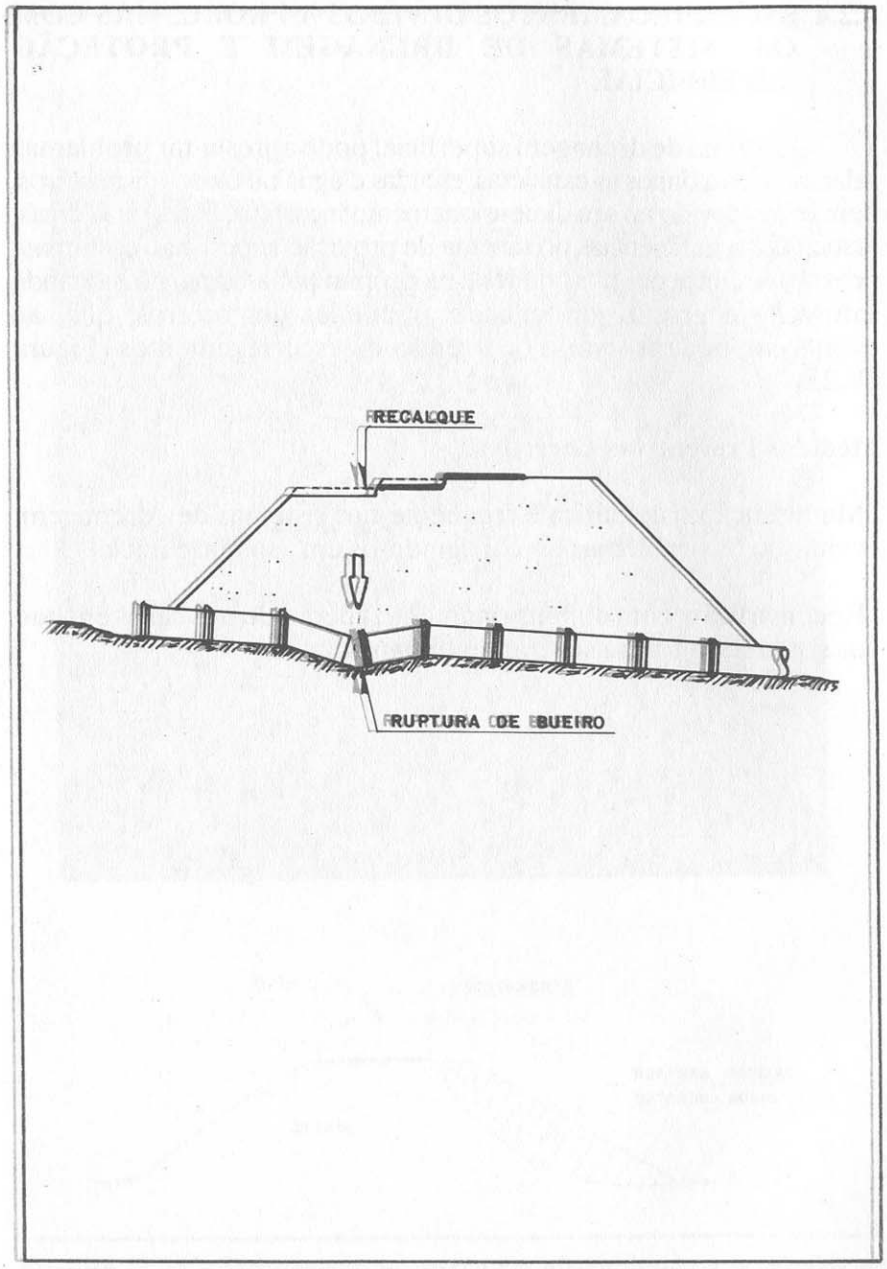


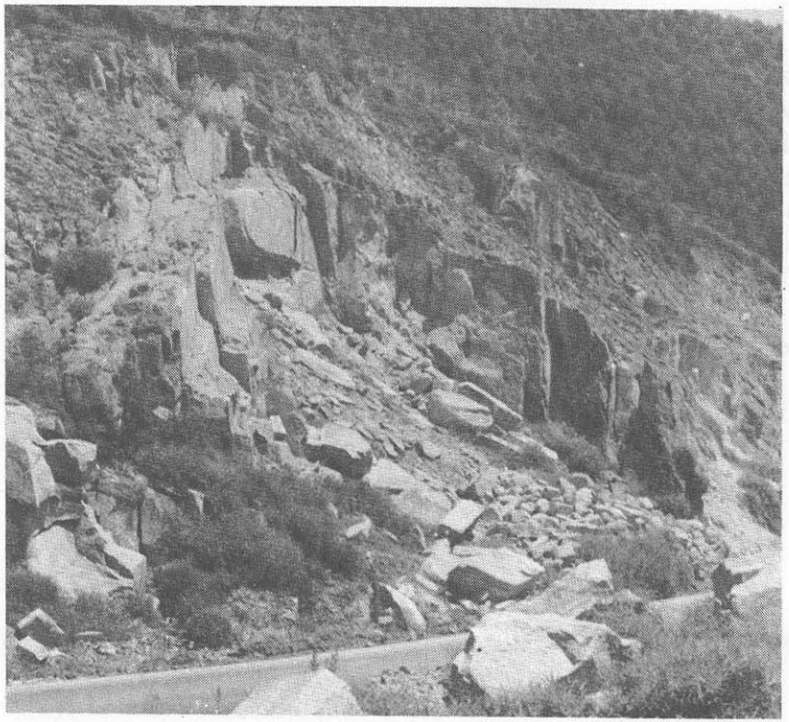
FIGURA IV.26 - Recalque de aterro devido à ruptura de bueiros

5 RECALQUES EM ATERROS

Os recalques são fenômenos que ocorrem em aterros, interferindo de maneira substancial na pista. É comum ocorrerem abatimentos desde poucos centímetros até metros, podendo constituir-se em indícios de escorregamentos. Como mencionado no item 4.2 as causas mais comuns para este fenômeno são: baixa capacidade de suporte da fundação, compactação inadequada, deficiências do sistema de drenagem e rompimento de bueiros ou galerias (Figura IV.26).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Recomposição do aterro (ver item 2 do Capítulo VI).



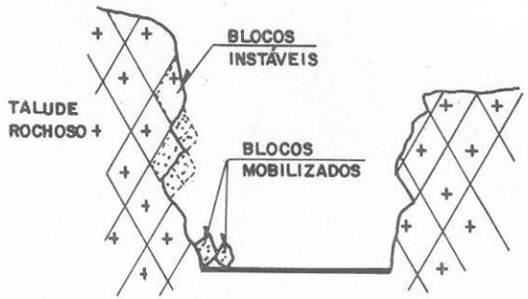


FIGURA IV.27 - Queda de blocos em taludes de rochas ígneas

6 QUEDA DE BLOCOS

A queda de blocos caracteriza-se por movimentos rápidos, geralmente em queda livre, mobilizando volumes de rocha relativamente pequenos. Este processo está associado a encostas rochosas abruptas, ou a taludes de corte em rocha sã ou pouco alterada.Este fenômeno pode se dar em duas situações:

Na primeira, as causas básicas são as descontinuidades do maciço rochoso (xistosidades etc.), que propiciam o isolamento de blocos unitários de rocha, a pressão através do acúmulo de água nestas descontinuidades, ou a penetração e o crescimento de raízes nas mesmas. A ocorrência deste fenômeno é generalizada em cortes em rocha, onde o fraturamento do maciço é desfavorável à estabilidade, sendo mais comum na Unidade VI. Sua conseqüência pode ser grave, pois os blocos podem atingir a pista com facilidade. Quando o fraturamento do maciço é intenso, pode-se ter a ocorrência de fragmentos menores (aproximadamente 10 a 30 cm), neste caso com conseqüências de menor gravidade. Esta situação é mais comumente encontrada na Unidade III (Figura IV.27).

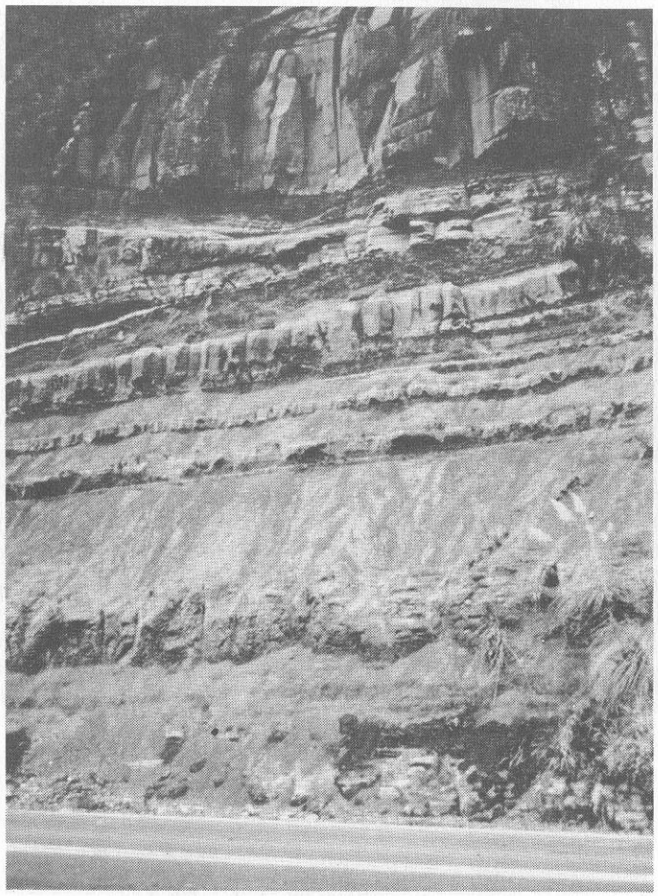


FIGURA IV.28 - Queda de blocos em taludes de rochas sedimentares

A segunda situação de queda de blocos ocorre em rochas sedimentares (Unidades IV e V), quando camadas de arenito, siltito e argilito estão intercaladas. Neste caso, as camadas de siltito e argilito sofrem o fenômeno de desagregação, provocando o descalçamento de blocos de arenitos da camada superior. As conseqüências deste fenômeno podem ser graves, pois originam blocos de grandes dimensões (1 a 2 m^3) que freqüentemente atingem a pista (Figura IV.28).

Medidas Preventivas/Corretivas

1ª situação

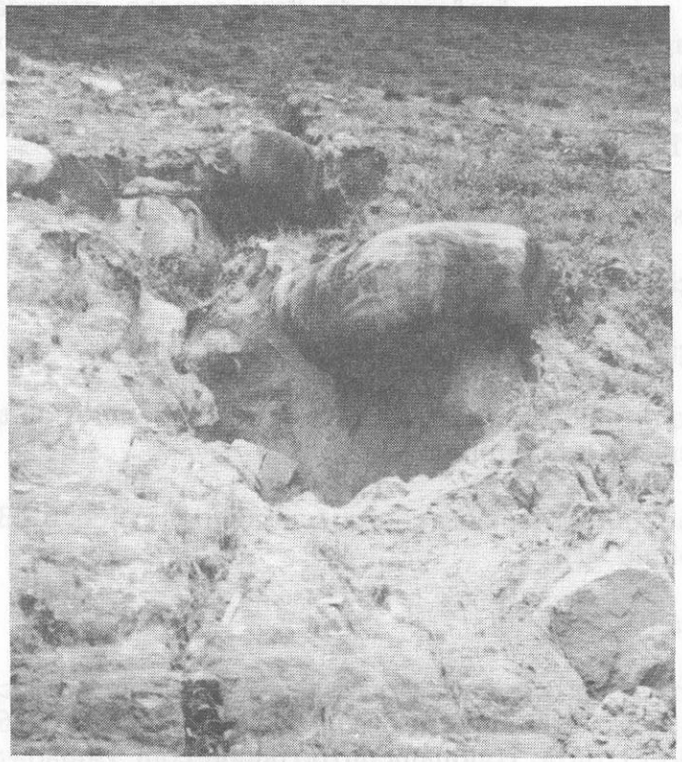
. Remoção manual e individual de blocos instáveis.

. Fixação dos blocos instáveis através de chumbadores ou tirantes (ver item 4.2.1 do Capítulo VI).

. Proteção com tela metálica com ou sem gunita (ver itens 6.2.3 e 6.2.4 do Capítulo VI).

2ª situação

. Impedimento da ocorrência da ciclicidade (umedecimento/secagem), através de proteção superficial com tela e gunita (ver item 6.2.3 do Capítulo VI) ou do confinamento do talude, com camada de solo compactado.



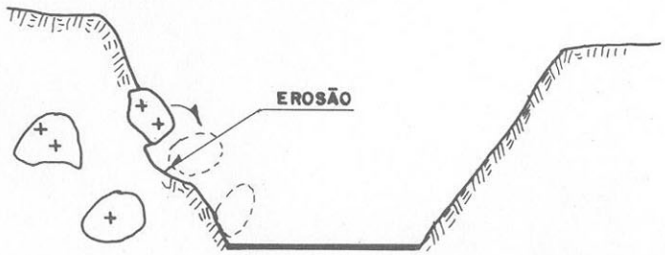


FIGURA IV.29 - Rolamento de blocos

7 ROLAMENTO DE BLOCOS

Este processo é comum em áreas de rochas graníticas da Unidade VI, que originam blocos de rocha sã (matacão) isolados e expostos em superfície.

Ocorrem naturalmente em encostas quando processos erosivos ou pequenos escorregamentos removem o apoio de sua base, condicionando o movimento de rolamento. Podem ocorrer também em cortes que contenham blocos envolvidos por uma matriz de solo, associados à erosão ou ao escorregamento dos taludes, descalçando a base dos blocos (Figura IV.29).

Medidas Preventivas/Corretivas

. Proteção da área de apoio do bloco, com implantação de sistemas de drenagem e proteção superficial (ver itens 5 e 6 do Capítulo VI).

. Desmonte e remoção do bloco.

. Fixação do bloco por chumbadores ou tirantes (ver item 4.2.1 do Capítulo VI).

8 OUTROS PROBLEMAS

Alguns processos de ocorrência mais restrita foram identificados na malha rodoviária do DER-SP; porém, face à sua especificidade ou por tratarem de questões não propriamente relacionadas ao assunto deste Manual, optou-se por simplesmente mencioná-los de modo a registrar o problema. O fato de apenas indicá-los não implica colocá-los em categoria inferior de prioridade, mesmo porque alguns deles, relacionados ao pavimento, são de extrema importância para o usuário da rodovia.

Os problemas identificados foram:

. buracos no pavimento, devido à existência ou elevação de lençol freático na plataforma (comum na Unidade I);
. erosão em caixa de empréstimo adjacente à pista em trecho de rampa;
. erosão e escorregamento em aterro de encontro de ponte.

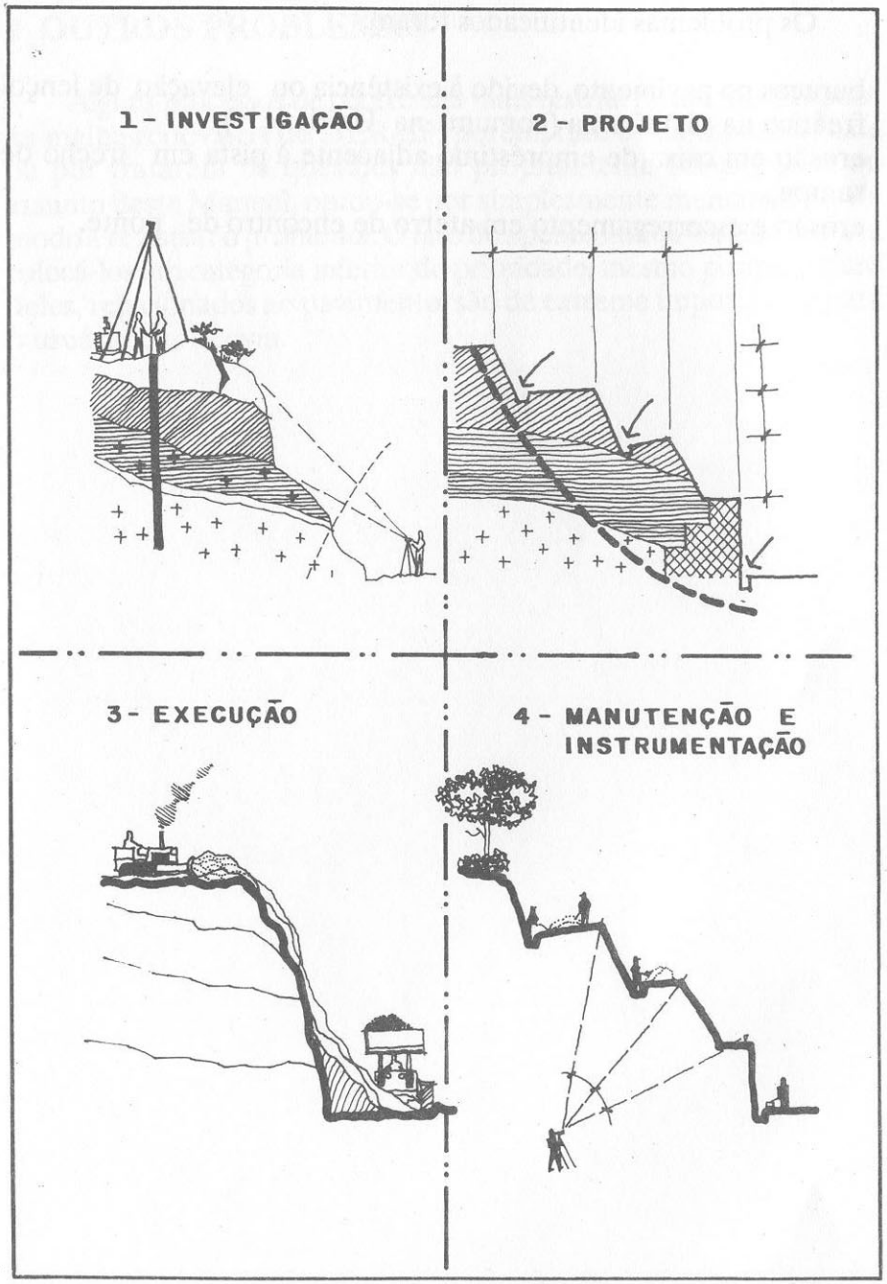


FIGURA V.1 - Principais fases de trabalho na estabilização de taludes

Capítulo V
PROCEDIMENTOS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O aspecto principal no procedimento para estabilização de taludes é a ordenação racional das fases de trabalho e o correto cumprimento das mesmas.

A importância deste aspecto é ainda mais relevante devido ao fato de serem tão comuns os exemplos de obras que são executadas sem as fases de estudos de investigação e estudos para concepção e otimização de um determinado projeto.

Assim, as fases de trabalho deverão constar, nesta ordem, dos seguintes pontos principais (Figura V.1):

. *estudos de investigação;*
. *concepção e elaboração do projeto de estabilização;*
. *execução das obras e sua fiscalização;*
. *manutenção e controle das obras.*

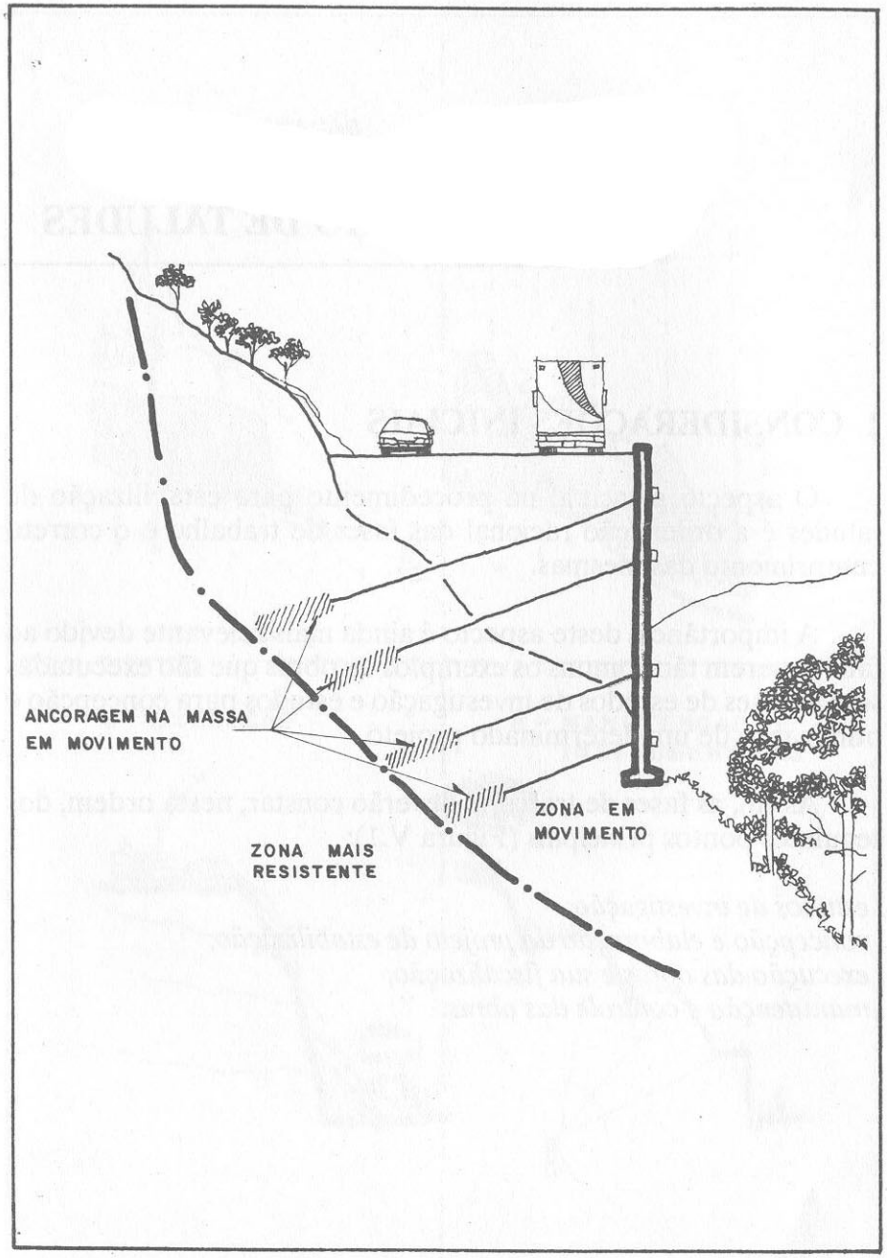


FIGURA V.2 - Exemplo de obra de contenção com erro de projeto por falta de investigações

Este procedimento pode parecer óbvio, porém o desenvolvimento de tal programação, ou a supressão de certas fases, tem provocado o insucesso de inúmeras obras de estabilização.

Por falta de maiores estudos prévios, ou por não terem sido projetadas para as condições reais a que seriam submetidas, as obras mais importantes também podem ser encontradas rompidas ou inutilizadas (Figura V.2).

Cabe lembrar que as fases de trabalho aqui propostas se aplicam tanto para soluções simples, executadas pelo DER, como as mais complexas, projetadas por firmas especializadas.

Procurar-se-á, a seguir, discutir de forma resumida os tópicos considerados mais relevantes de cada uma das fases envolvidas em um projeto de estabilização, com ênfase nos trabalhos executados pelas firmas especializadas.

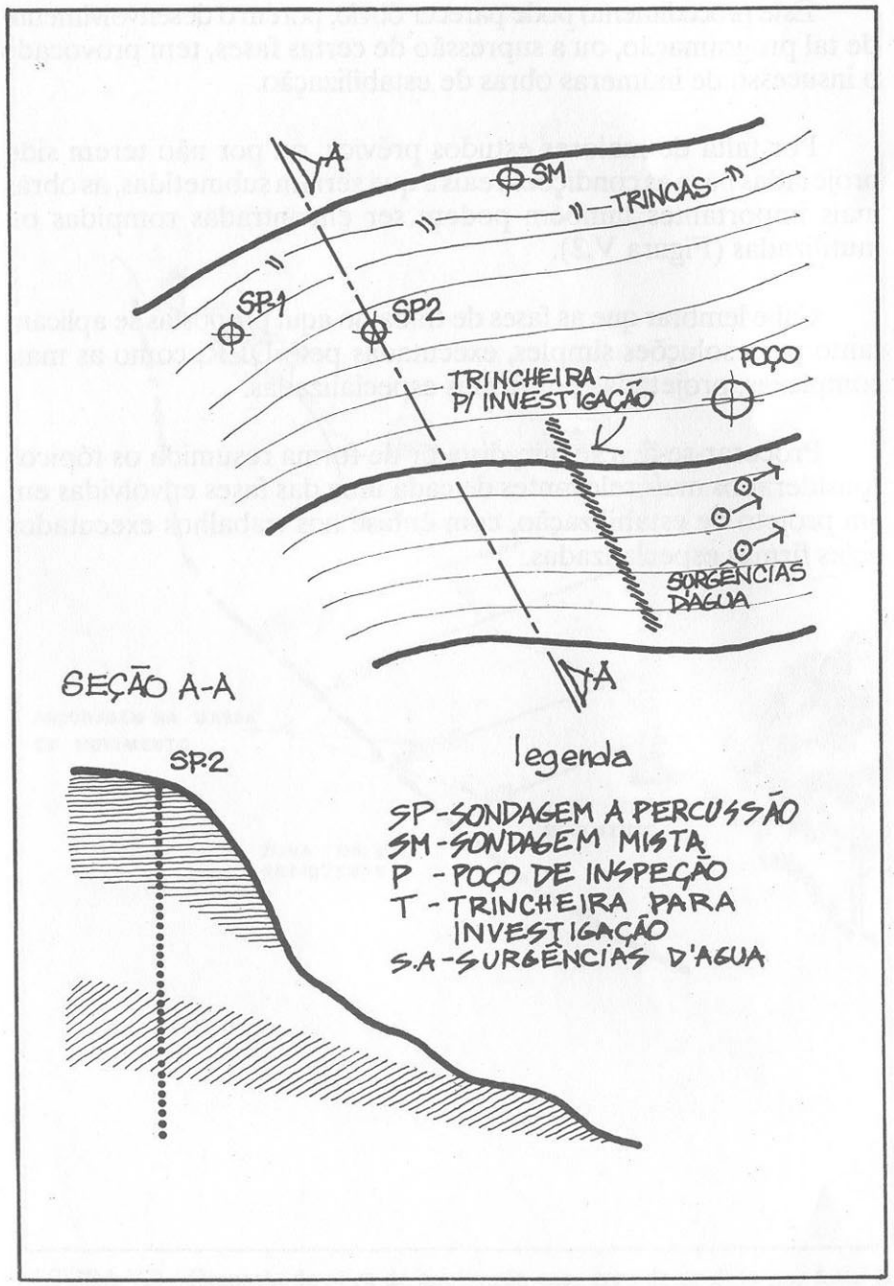


FIGURA V.3 - Caracterização do meio físico

2 ESTUDOS DE INVESTIGAÇÃO

A fase de estudos de investigação que deve, necessariamente, preceder qualquer tentativa de elaboração de um projeto de estabilização é geralmente a mais sacrificada, aquela à qual são destinadas as menores verbas e o menor prazo. No entanto, desta fase pode depender o sucesso de uma obra de estabilização, além de sua economia e segurança.

Considera-se, pois, que os estudos que precedem a elaboração de um projeto de estabilização de taludes devem caracterizar o meio físico envolvido, de modo a permitir um conhecimento mínimo necessário a respeito dos materiais ocorrentes, sua disposição espacial, suas características, assim como a fenomenologia dos processos de instabilização atuantes ou passíveis de atuação (Figura V.3).

Um dos objetivos principais nesta fase de investigação é a identificação de fenomenologia dos processos de instabilização que ocorreram, ocorrem ou poderão vir a ocorrer no talude. O entendimento correto destes mecanismos é de fundamental importância para possibilitar a concepção de um projeto realmente adequado e o sucesso final da obra de estabilização (Figura V.4).

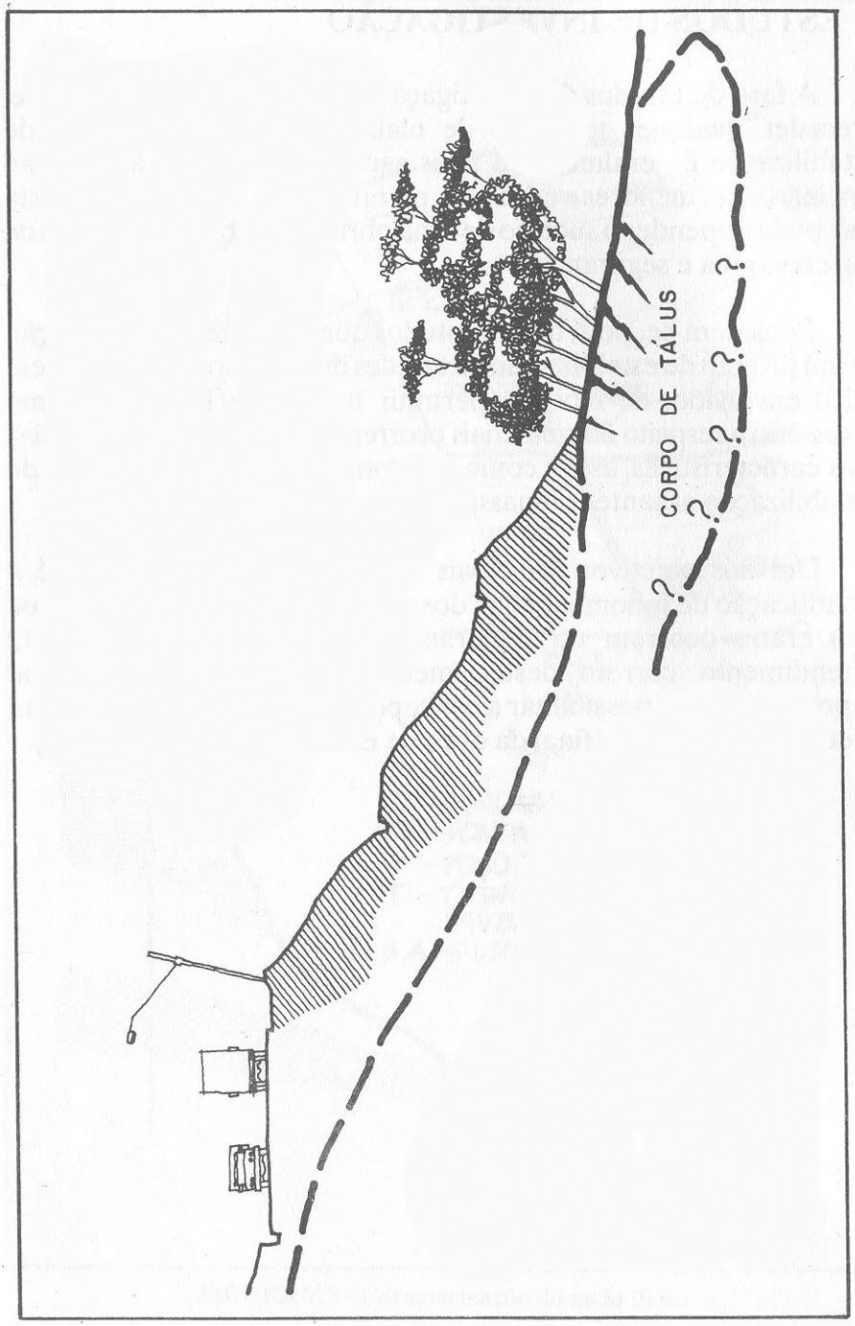


FIGURA V.4 - Exemplo de instabilização de um aterro, devido à presença de um corpo de tálus na sua fundação

Os mecanismos de instabilização de taludes dependem de inúmeros fatores, sendo que, como condicionante básico, surgem os fenômenos geológicos. Para o entendimento destes fenômenos, os estudos de investigação deverão basear-se na caracterização dos condicionantes litológicos, estruturais e geomorfológicos.

A *caracterização litológica* visa identificar os principais tipos de solos e rochas existentes na área em estudo. Ela envolve desde a caracterização e o mapeamento de superfície até a execução de sondagens, poços e trincheiras.

A caracterização dos *condicionantes de caráter estrutural*, como, por exemplo, fraturas e xistosidades, é de fundamental importância em taludes rochosos e de material saprolítico, nos quais as feições estruturais ainda são preservadas.

Já a *caracterização geomorfológica* permite estabelecer padrões de comportamento das encostas, e com isto definir formas, locais e regiões mais e menos estáveis.

Não é só a geologia que induz condicionantes nos processos de instabilização de taludes rodoviários, mas também outros fatores, como: clima, vegetação, e ação antrópica.

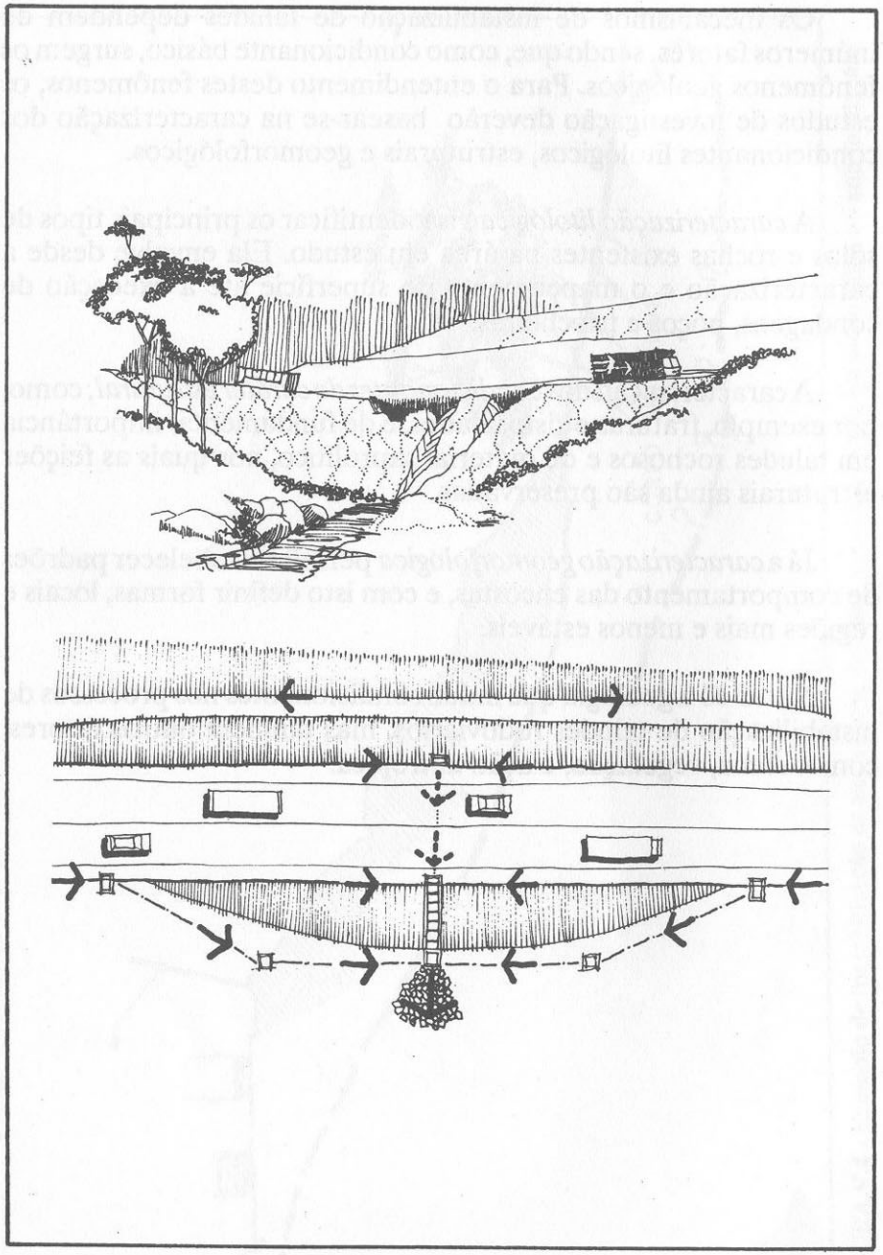


FIGURA V.5 - Exemplo de estabilização de um talude com obras de drenagem e proteção superficial

3 CONCEPÇÃO E ELABORAÇÃO DO PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO

Quanto à escolha e à adoção de um ou outro tipo de obra para determinado local, é preciso esclarecer que esse tipo de escolha é o produto final de todo um processo de caracterização geológico-geotécnica e fenomenológica, devendo a obra atuar exatamente sobre o agente causador das instabilizações. Assim, no caso em que estas são provocadas por problemas de erosão devido ao escoamento superficial, as obras que devem ser lembradas em primeira instância serão de drenagem e proteção superficial (Figura V.5).

Já quando se trata de instabilização de massas terrosas por efeito da ação gravitacional (alturas ou inclinações excessivas nos taludes), o retaludamento deve ser a primeira solução a ser enfocada (Figura V.6).

Após a definição dos mecanismos de instabilização, vem a fase do estudo das alternativas de projeto, onde deve-se procurar sempre partir das soluções mais simples e de menor custo, só adotando outras mais complexas ou caras quando as primeiras se mostrarem inviáveis ou inadequadas (Figura V.7).

Esta recomendação pode parecer óbvia, porém observa-se, com certa freqüencia, a adoção de soluções pré-concebidas, geralmente de custo elevado, como "projeto tipo" ou "solução padrão", que seriam aplicáveis a qualquer caso.

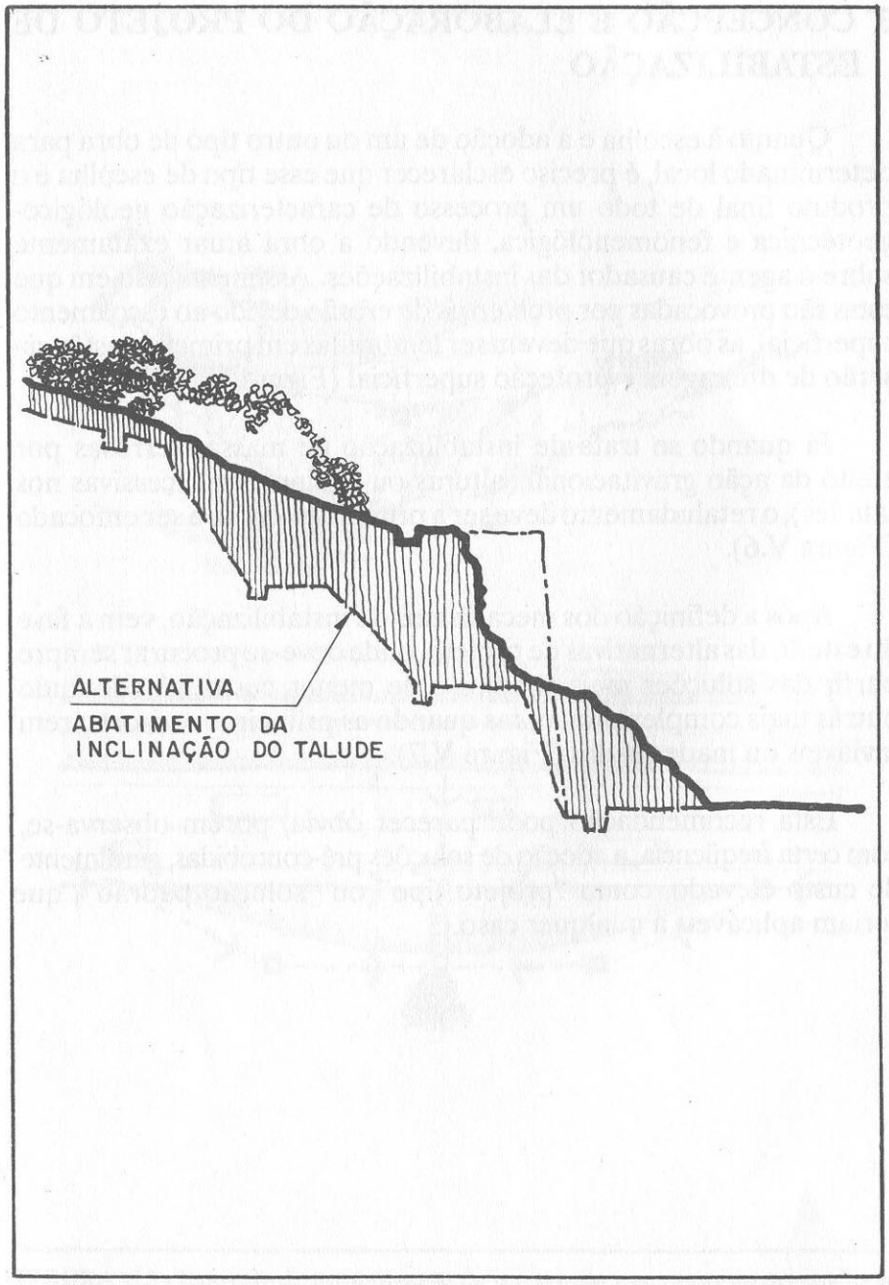


FIGURA V.6 - Exemplo de estabilização de um talude com retaludamento

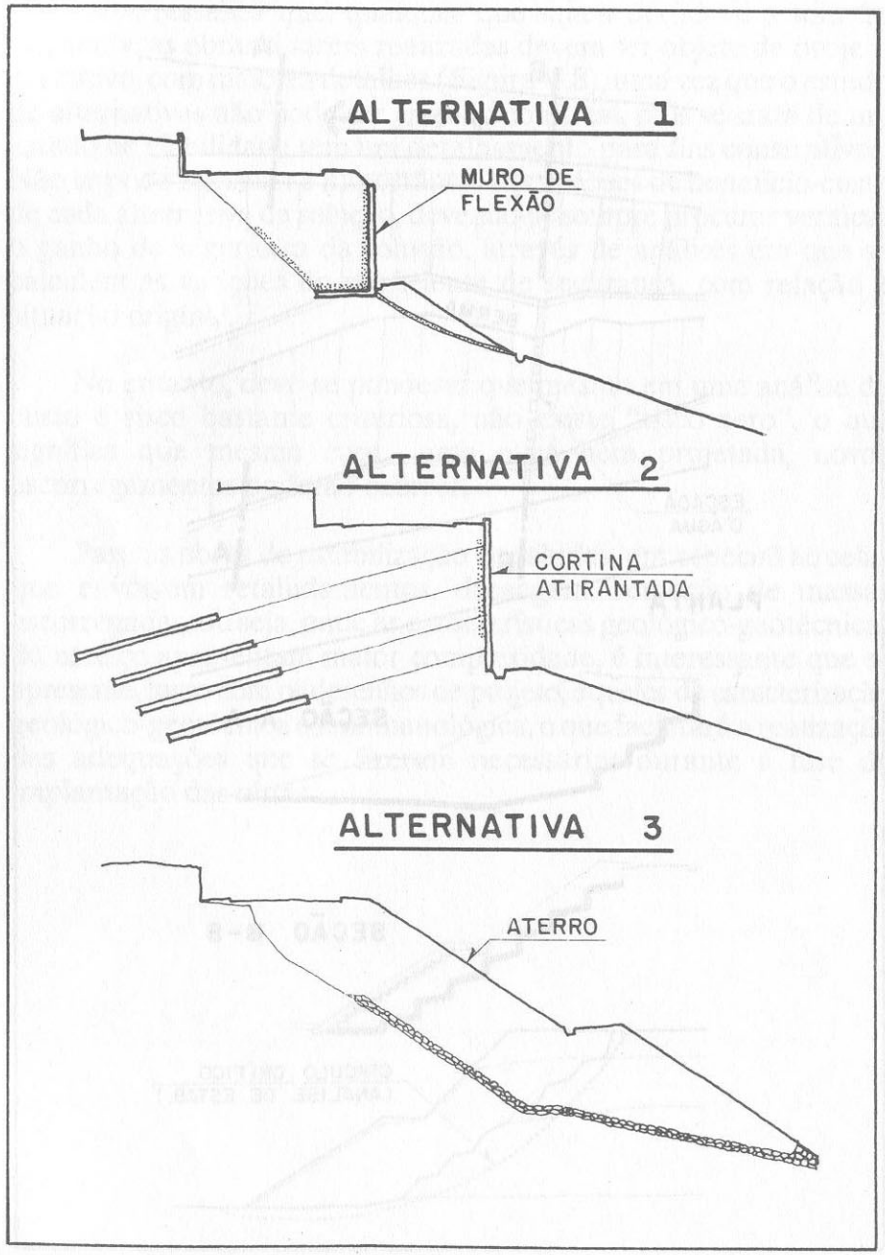


FIGURA V.7 - Exemplo de estudo de alternativas de solução para estabilização de um talude

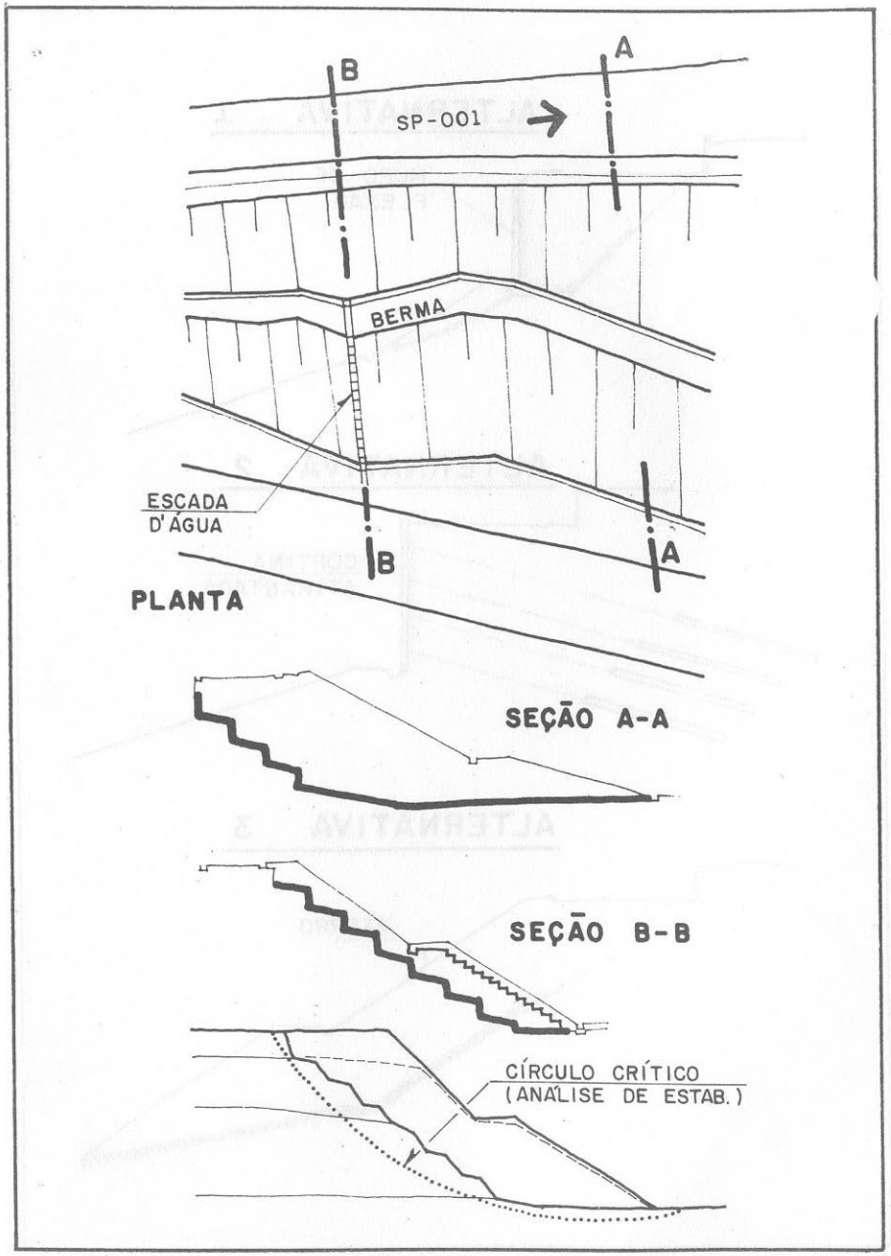


FIGURA V.8 - Exemplo do detalhamento da alternativa de solução escolhida (alternativa 3)

Cabe ressaltar que, qualquer que seja a decisão e a solução escolhida, as obras a serem realizadas devem ser objeto de projeto executivo, com maiores detalhes (Figura V.8), uma vez que o estudo de alternativas não pode ser tomado como tal, pois se trata de um estudo de viabilidade sem um detalhamento para fins construtivos. Não se pode esquecer a importância das análises de benefício-custo de cada alternativa de solução, devendo-se sempre procurar verificar o ganho de segurança da solução, através de análises em que se calculem as varições do coeficiente de segurança, com relação à situação original.

No entanto, deve-se ponderar que mesmo em uma análise de custo e risco bastante criteriosa, não existe "risco zero", o que significa que mesmo com uma obra bem projetada, novos escorregamentos poderão ocorrer.

Para as obras de estabilização de taludes, em especial aquelas que envolvem retaludamentos, drenagem, remoção de massas escorregadas, ou seja, onde as características geológico-geotécnicas do maciço apresentam maior complexidade, é interessante que se apresente, junto com os desenhos de projeto, aqueles de caracterização geológico-geotécnica e fenomenológica, o que facilitará a realização das adequações que se fizerem necessárias durante a fase de implantação das obras.

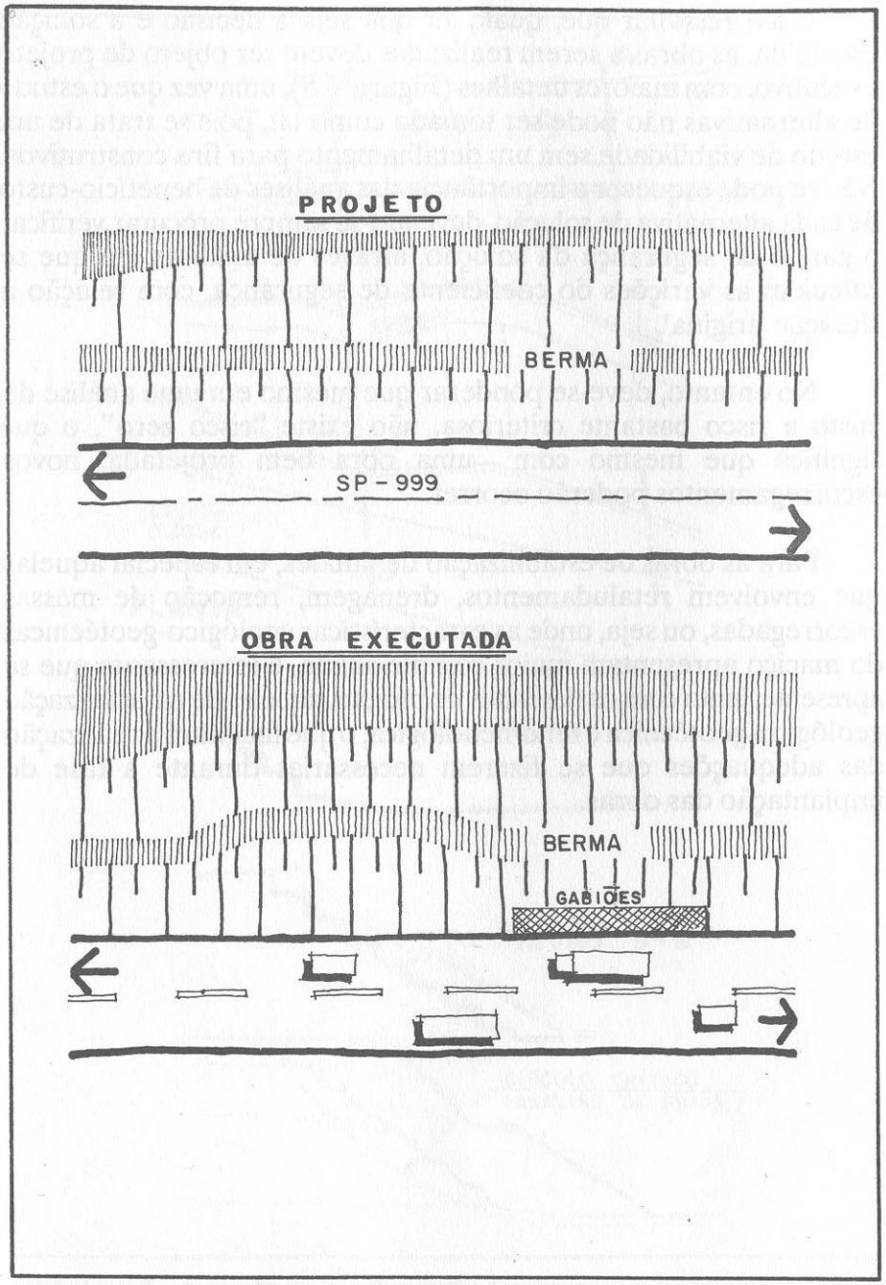


FIGURA V.9 - Exemplo de adequação de projeto durante a fase executiva

4 EXECUÇÃO DAS OBRAS E SUA FISCALIZAÇÃO

Em estabilização de taludes, são raras as obras em que um projeto possa ser totalmente definido, em seus detalhes, antes de sua implantação, sem que ocorram certas adaptações do projeto durante a fase executiva (Figura V.9). A própria impossibilidade de se conhecer todas as condições geológicas, geotécnicas, climáticas e outras, implica no fato de que algumas decisões de projeto passem para o âmbito da própria obra, isto é, tornem-se de competência da fiscalização ou assessoria técnica.

Assim, normalmente, nas fases de estudo e de projeto, uma série de características do maciço são inferidas, devendo ser confirmadas, ou não, durante a fase de execução da obra (Figura V.10). Nestas condições, é imprescindível que a fiscalização seja bem capacitada e perfeitamente integrada com as premissas técnicas e detalhes do projeto.

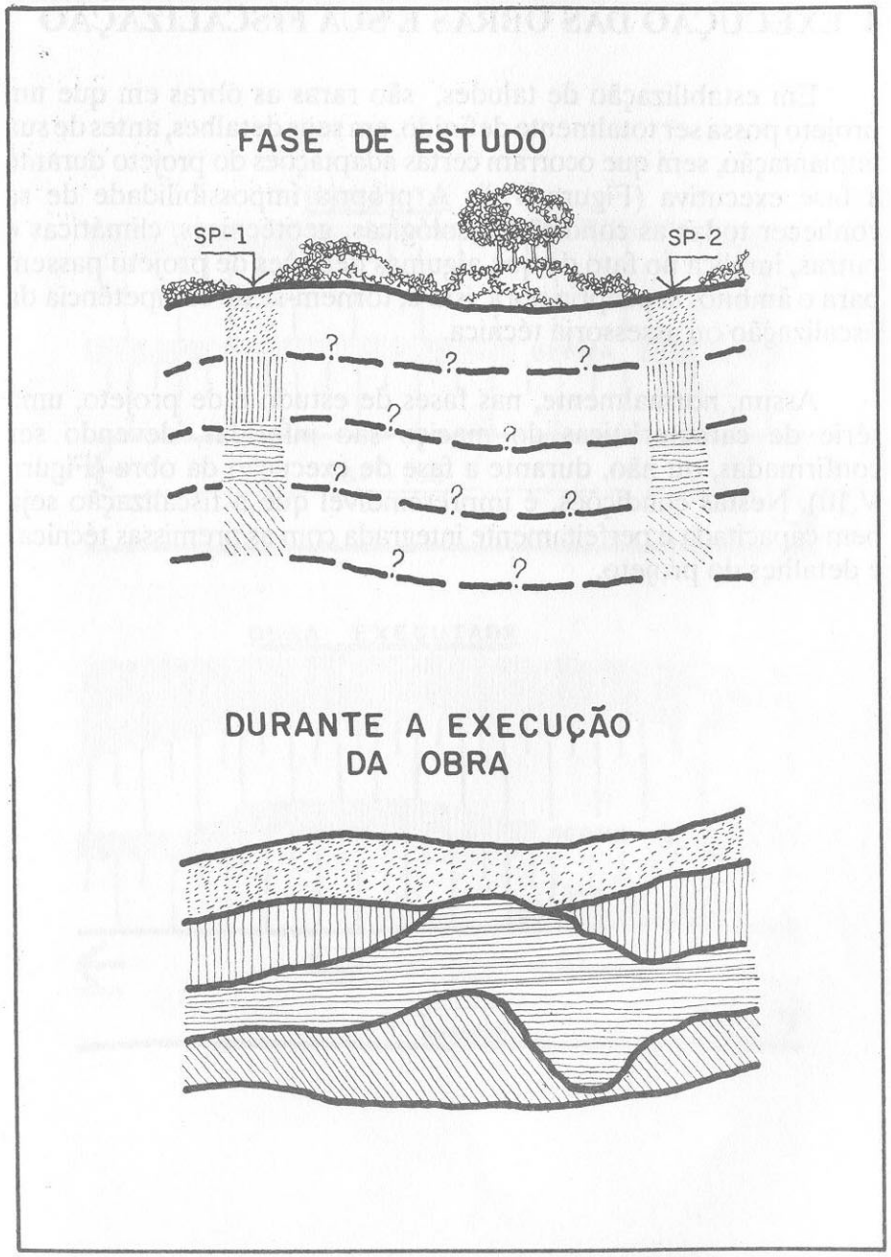


FIGURA V.10 - Exemplo de alteração do perfil previsto na fase de estudos para o perfil real obtido durante a execução da obra

Cabe ressaltar que as grandes obras não têm um fim em si mesmo, não são auto-suficientes, dependendo de todo um conjunto de pequenas obras e cuidados para desenvolverem toda a sua potencialidade. A ausência ou a deficiência para com esses pequenos cuidados, como sistemas de drenagem adequados, proteção superficial e revestimento vegetal, pode muitas vezes vir a comprometer, ou mesmo provocar a ruína total das obras. Assim, deve-se dispensar o mesmo tipo de cuidado, tanto na execução de uma cortina atirantada como na execução do sistema de drenagem (Figura V.11).

Finalmente, é importante um acompanhamento total ou parcial da execução da obra feito pela própria equipe que realizou os estudos prévios e/ou elaborou o projeto, o que facilitará a rápida e eficiente tomada de decisões nas adequações de projeto que tais obras sempre exigem.

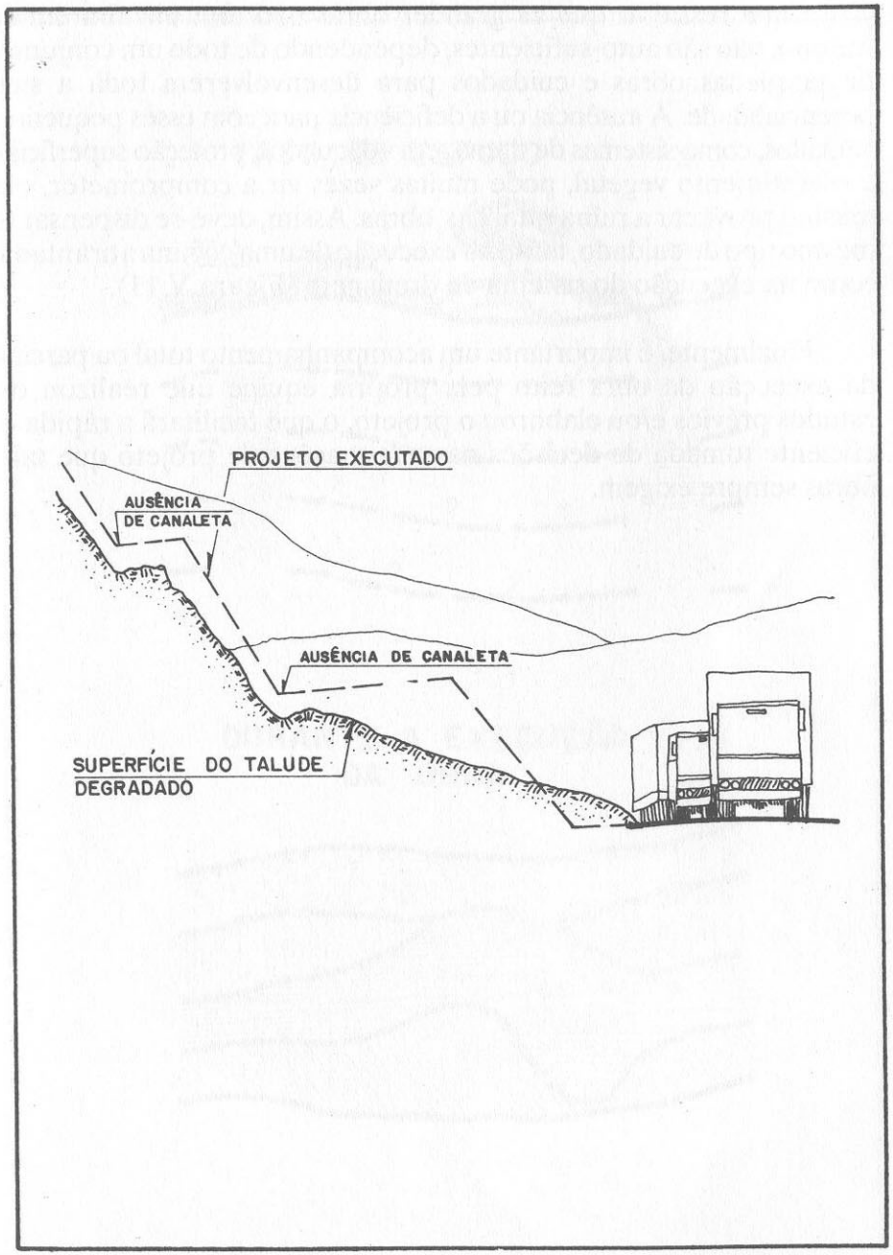


FIGURA V.11 - Exemplo de insucesso de um retaludamento por falta de implantação do sistema de drenagem

5 MANUTENÇÃO E CONTROLE DAS OBRAS

As obras de estabilização de taludes, de uma maneira geral, necessitam de manutenção periódica, dadas as suas peculiaridades em termos de funcionamento e desempenho. Deve-se ressaltar que são justamente as obras ditas "auxiliares" ou "complementares" que mais necessitam de manutenção. Qualquer falha, mau funcionamento ou colapso podem afetar as demais obras de estabilização (Figura V.12).

A grande importância de um empenho no sentido de uma melhoria significativa do nível de manutenção das obras de estabilização de taludes reside no fato de os grandes problemas de instabilização não nasceram grandes, mas foram evoluindo, a partir de pequenos problemas facilmente tratáveis no seu início, através de obras simples ou cuidados usuais de manutenção.

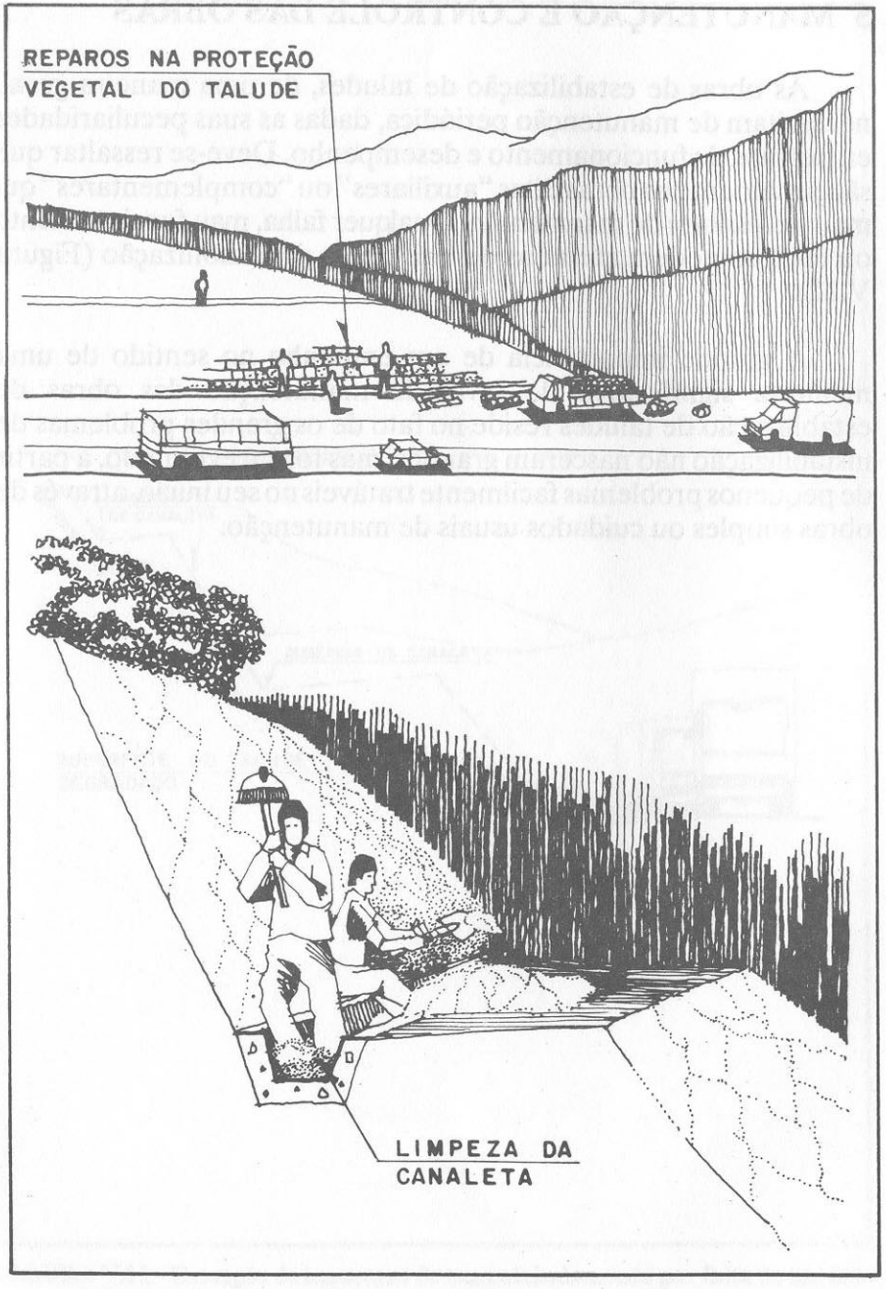


FIGURA V.12 - Exemplo da necessidade de manutenção periódica

A instrumentação cumpre um papel essencial nas obras de estabilização de taludes, tanto na avaliação do seu desempenho, como na possibilidade de se extrapolar resultados e se verificar as validades dos modelos teóricos assumidos em projeto. Assim, deve-se encarar a instrumentação como um dos melhores meios de se aprimorar os modelos de cálculos e dimencionamento existentes.

Pode-se citar, de forma simplificada, alguns instrumentos e suas funções:

. inclinômetro - medir deslocamentos horizontais;
. extensômetro - medir deslocamentos horizontais;
. medidor de recalque - medir deslocamentos verticais;
. medidor de nível d'água - medir a posição do nível d'água;
. piezômetro - medir a pressão neutra em um ponto;
. célula de carga - medir carga em tirantes;
. célula de pressão total - medir pressões totais de terra.

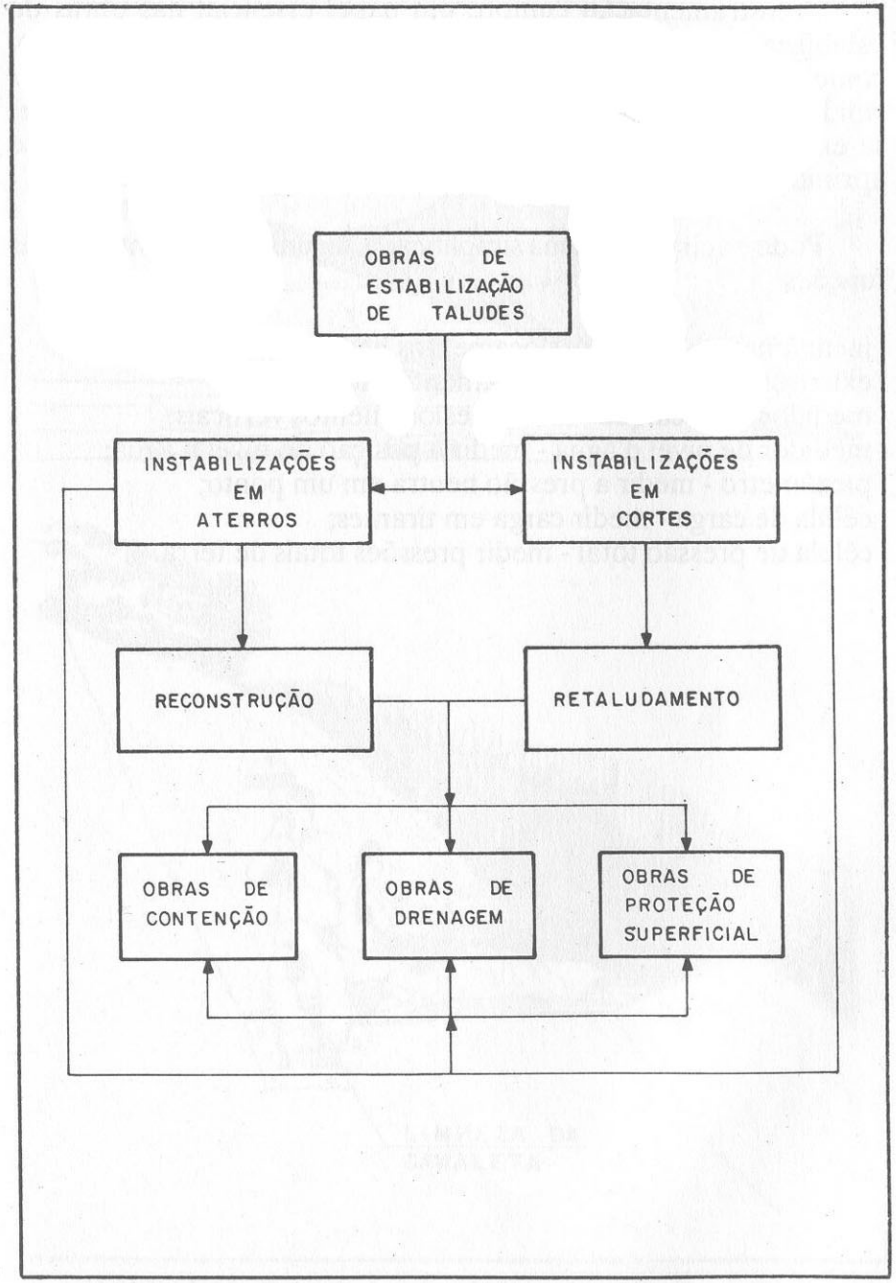


FIGURA VI.1 - Fluxograma de obras de estabilização de taludes

Capítulo VI
OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Neste capítulo, procura-se mostrar, de uma maneira genérica, as medidas e os principais tipos de obras (Figura VI.1) mais adotados nas soluções dos problemas ocorrentes em taludes rodoviários, tanto os resultantes de cortes como os de aterros (Figuras VI.2 e VI.3).

Para cada um dos tipos de obras são fornecidas suas características principais, assim como os cuidados a serem tomados na sua implantação.

Deve-se lembrar que, na opção por um destes tipos de obras, ou seja, na elaboração de projetos de estabilização de taludes, não se pode esquecer que "cada caso é um caso" e que "a natureza não se repete", e, portanto, a adoção de uma solução deve estar embasada em estudos cuidadosos, que considerem as características do meio físico e os processos de instabilização envolvidos.

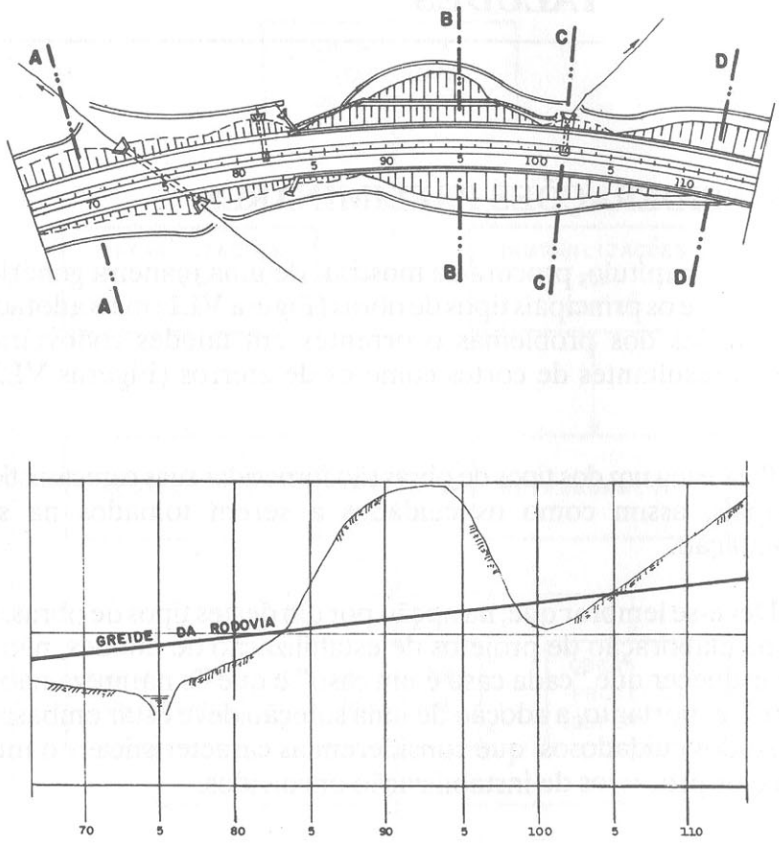


FIGURA VI.2 - Planta e perfil longitudinal de uma rodovia

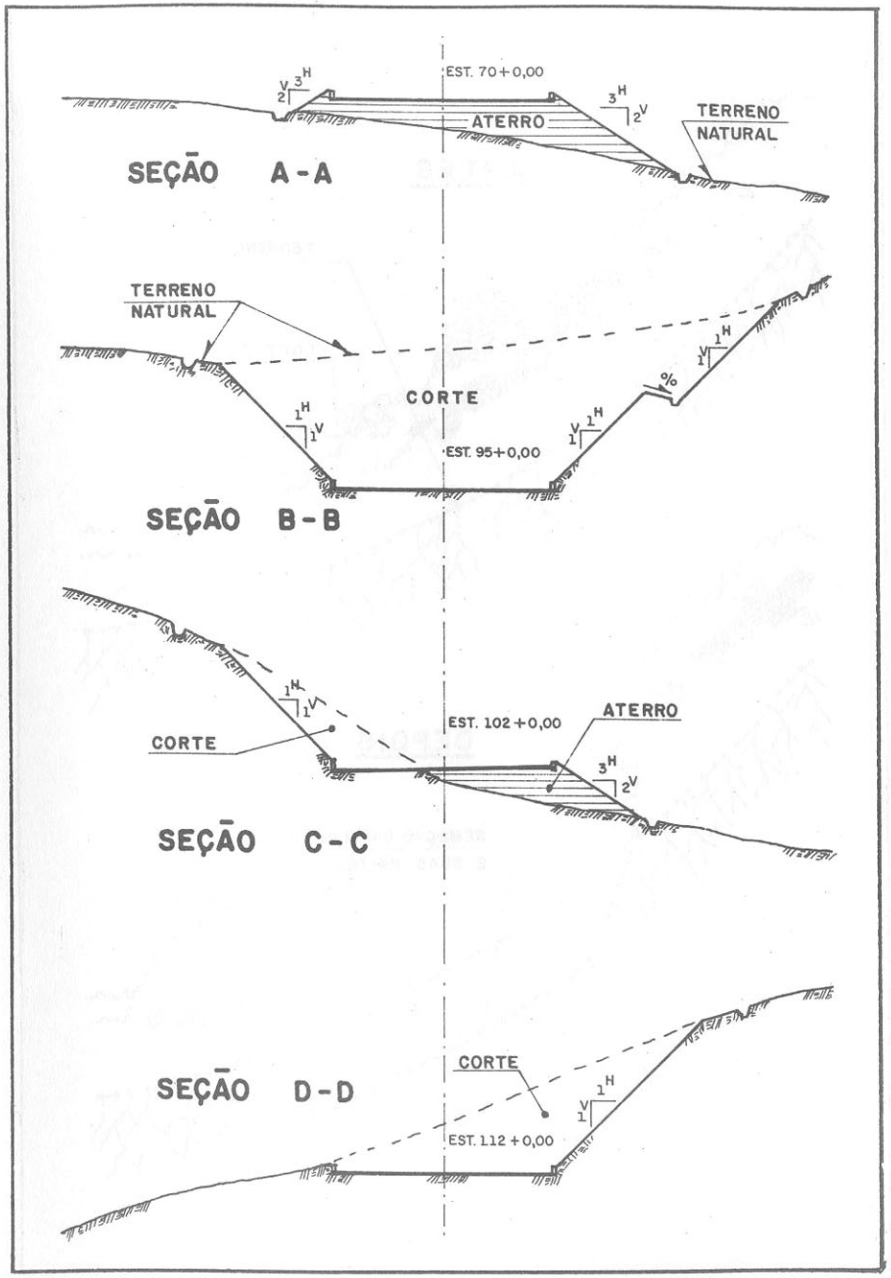


FIGURA VI.3 - Seções transversais tipo de uma rodovia

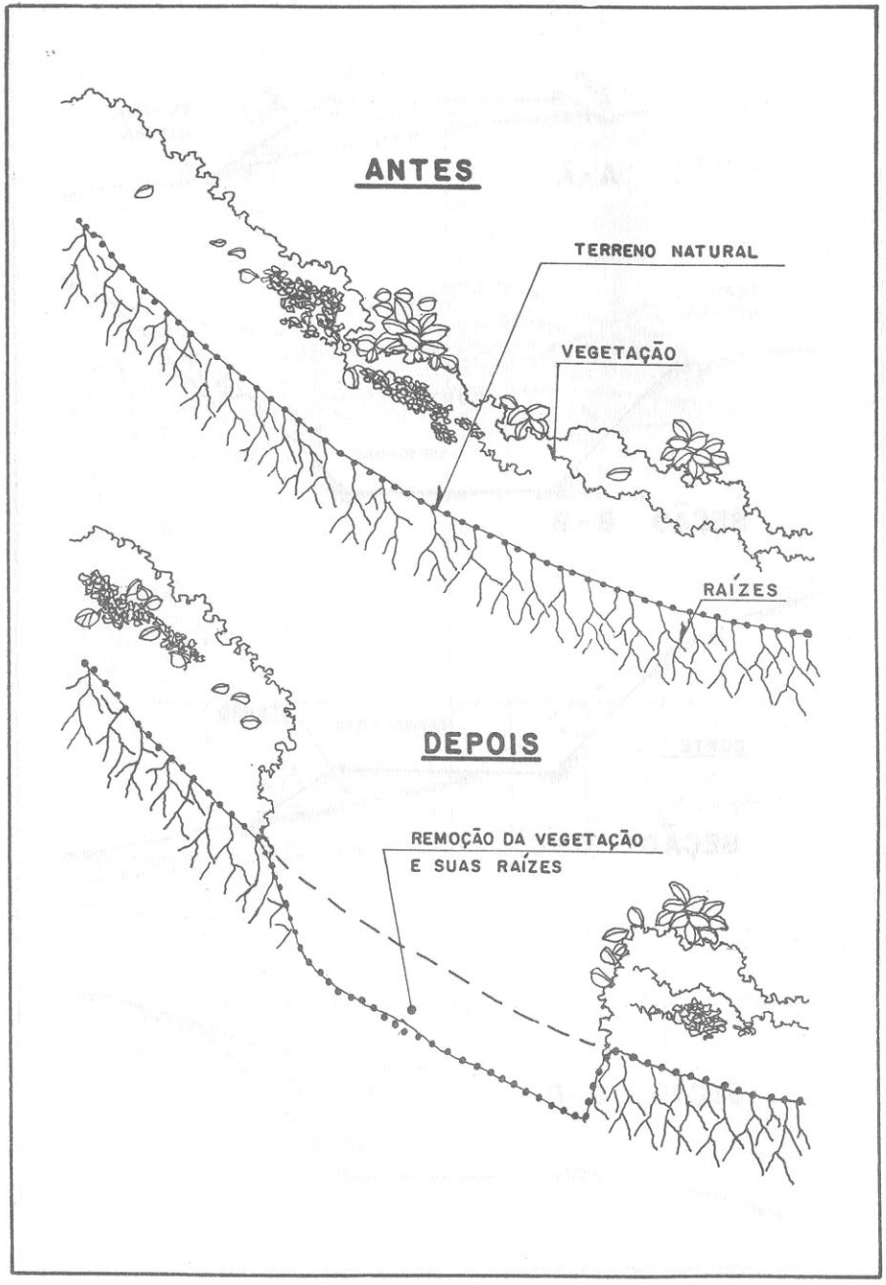


FIGURA VI.4 - Limpeza do terreno no preparo da fundação do aterro

2 RECONSTRUÇÃO EM ATERROS

A maioria dos problemas citados no Capítulo IV, item 4.2, podem ser sanados simplesmente adotando-se as práticas adequadas na execução dos aterros que, no mínimo, englobam as seguintes etapas:

. escolha da jazida de solo, que deve ser função do tipo de solo, volume a ser extraído e localização;

. tratamento prévio dos solos na jazida, ou seja, os solos devem apresentar umidades próximas à faixa especificada, destorroados e homogeneizados;

. limpeza do terreno no preparo da fundação, com remoção da vegetação e suas raízes, eventuais entulhos ou "bota-foras", e retirada de solos com matéria orgânica, turfosos e solos muito micáceos (Figura VI.4);

. estocagem do solo superficial e do solo com matéria orgânica para futura utilização na fase final da execução do aterro, de tal forma que possa tornar o aterro menos erodível e mais fértil em suas camadas superficiais e também para recuperação da área de empréstimo (Figura VI.5);

. preparação da superfície de contato entre o terreno natural e o novo aterro, quando inclinado (inclinação da superfície superior a $1^V : 3^H$) em forma de degraus (endentamento), de modo a permitir uma perfeita aderência, impedindo a formação de superfície preferencial de escorregamento (Figura VI.6);

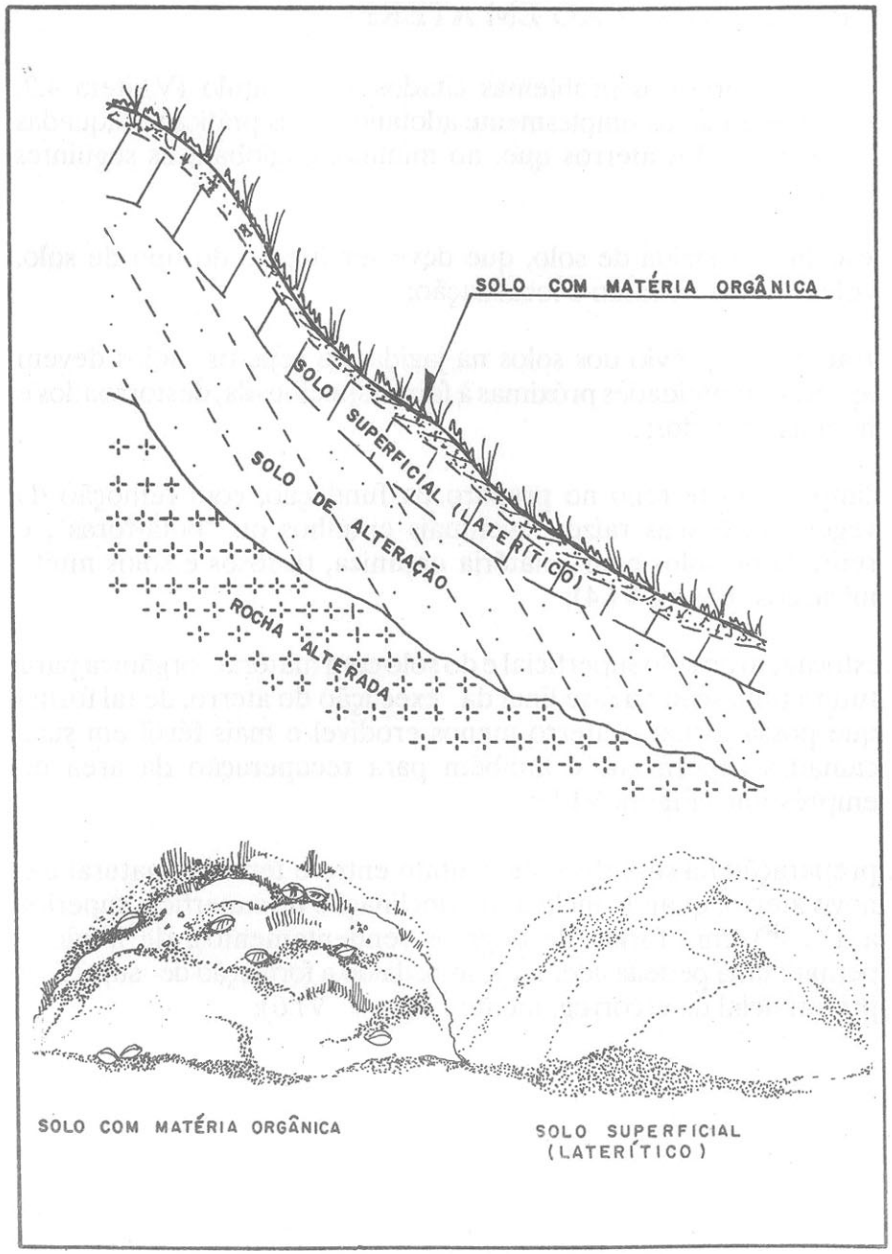


FIGURA VI.5 - Remoção e estocagem do solo com matéria orgânica e solo superficial para posterior utilização no acabamento do aterro

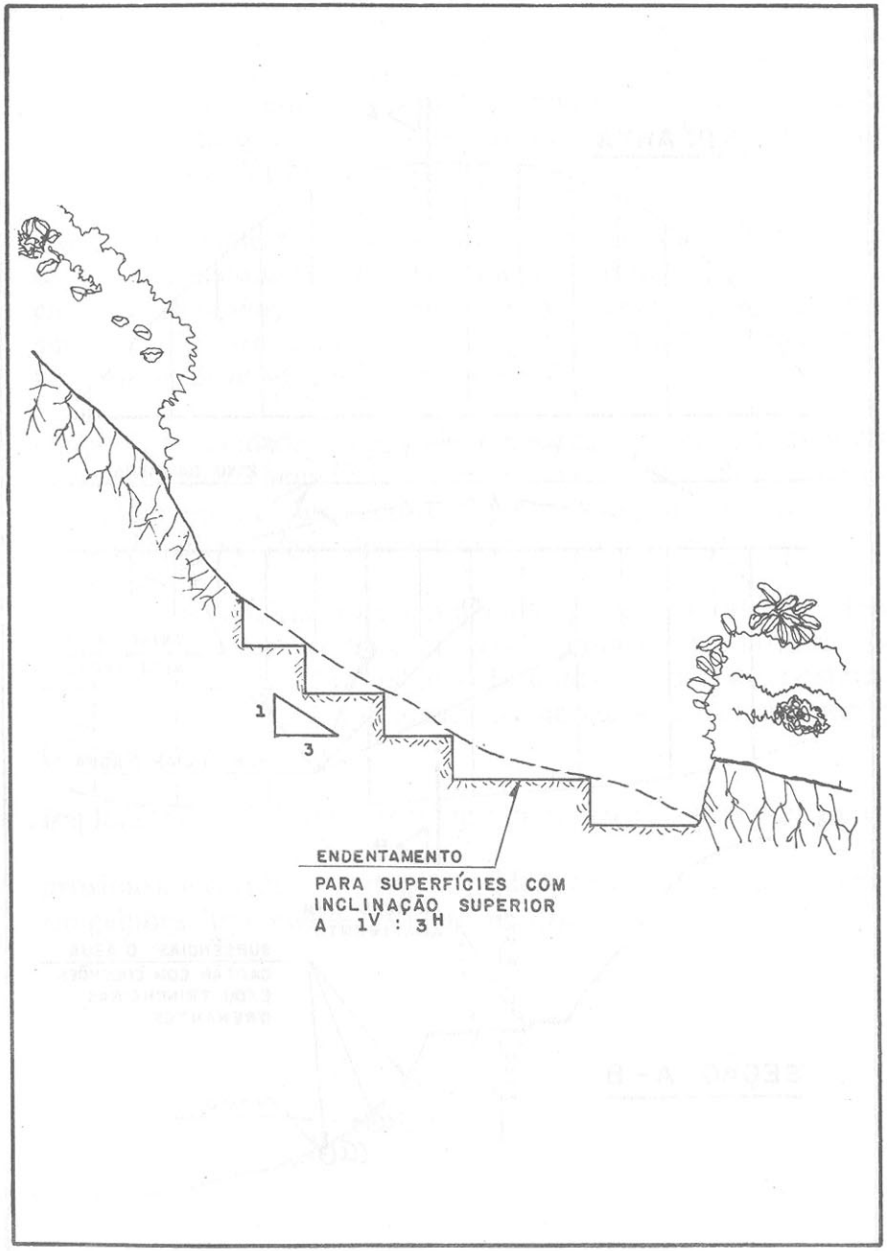


FIGURA VI.6 - Preparação da superfície de contato entre o terreno natural e o novo aterro

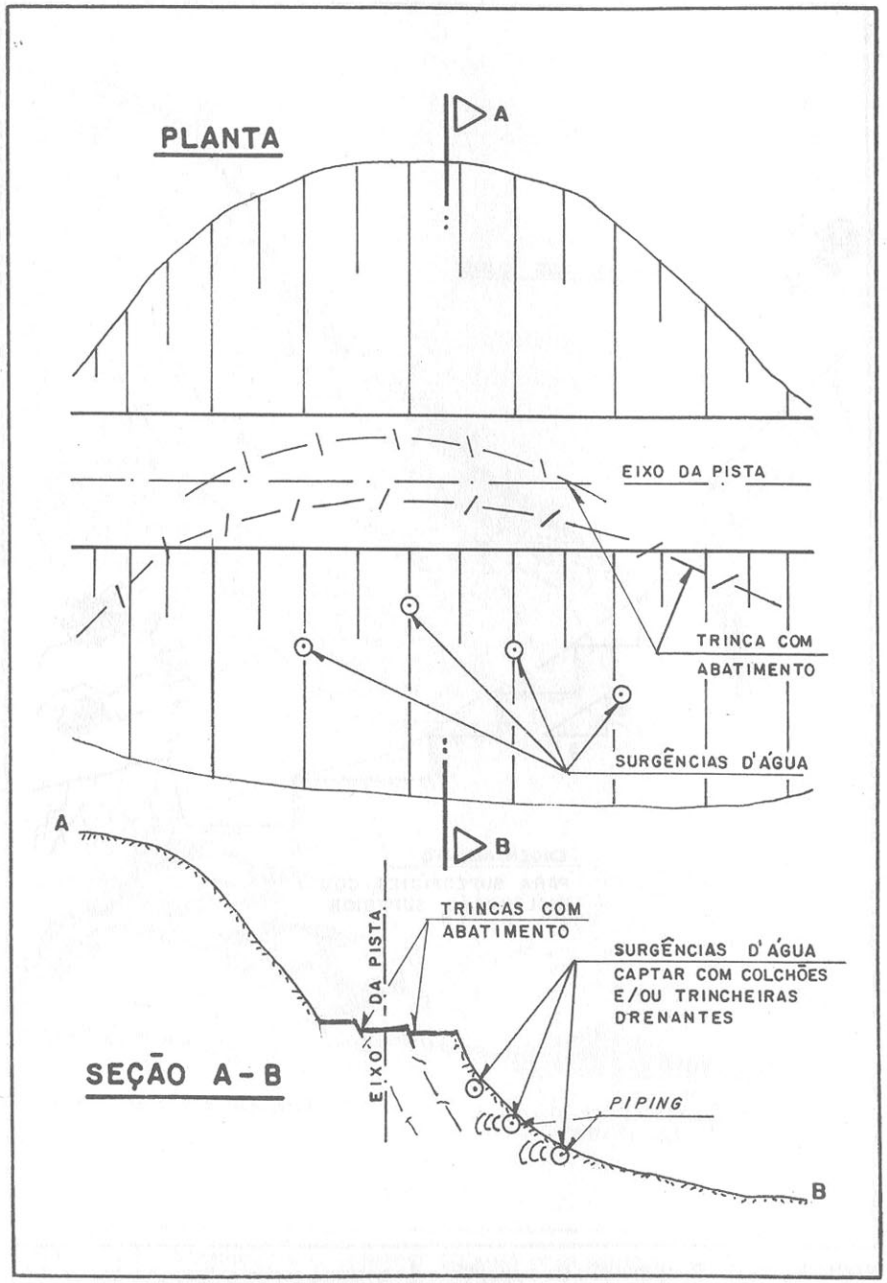


FIGURA VI.7 - Instabilização de aterro provocada por *piping*

. implantação de uma drenagem de base sempre que existirem surgências d'água, nível d'água elevado ou a possibilidade de infiltrações significativas pelo aterro. Nestes casos, devem ser utilizados, por exemplo, trincheiras drenantes, conduzindo a água de maneira tal que não provoque a saturação de alguma parte do aterro (Figuras VI.7 e VI.8);

. execução do aterro, compactando-se o solo em camadas de espessuras adequadas ao equipamento utilizado (rolos "pé-de-carneiro", *tamping*, liso vibratório, de pneus etc.), geralmente não superior a 25 cm e espalhada ao longo de toda a camada. Além de destorroar, deve-se homogeneizar o solo;

. controlar a qualidade das camadas compactadas, que pode constar basicamente de 3 itens, ou seja, controle visual, controle geométrico de acabamento e um controle que permita medir o desvio de umidade (Δh) e o grau de compactação (G.C.);

. além da geometria apresentada em projeto, o aterro deve inicialmente ser construído com uma sobre-largura de aproximadamente 0,5 m ao longo de todo o talude, para posterior raspagem, o que garantirá uma boa compactação nas suas bordas (Figura VI.9);

. implantar o sistema de drenagem superficial e a proteção vegetal;

. próximo aos córregos, proteger o pé dos aterros com enrocamento ou gabiões "tipo manta" (Figura VI.10).

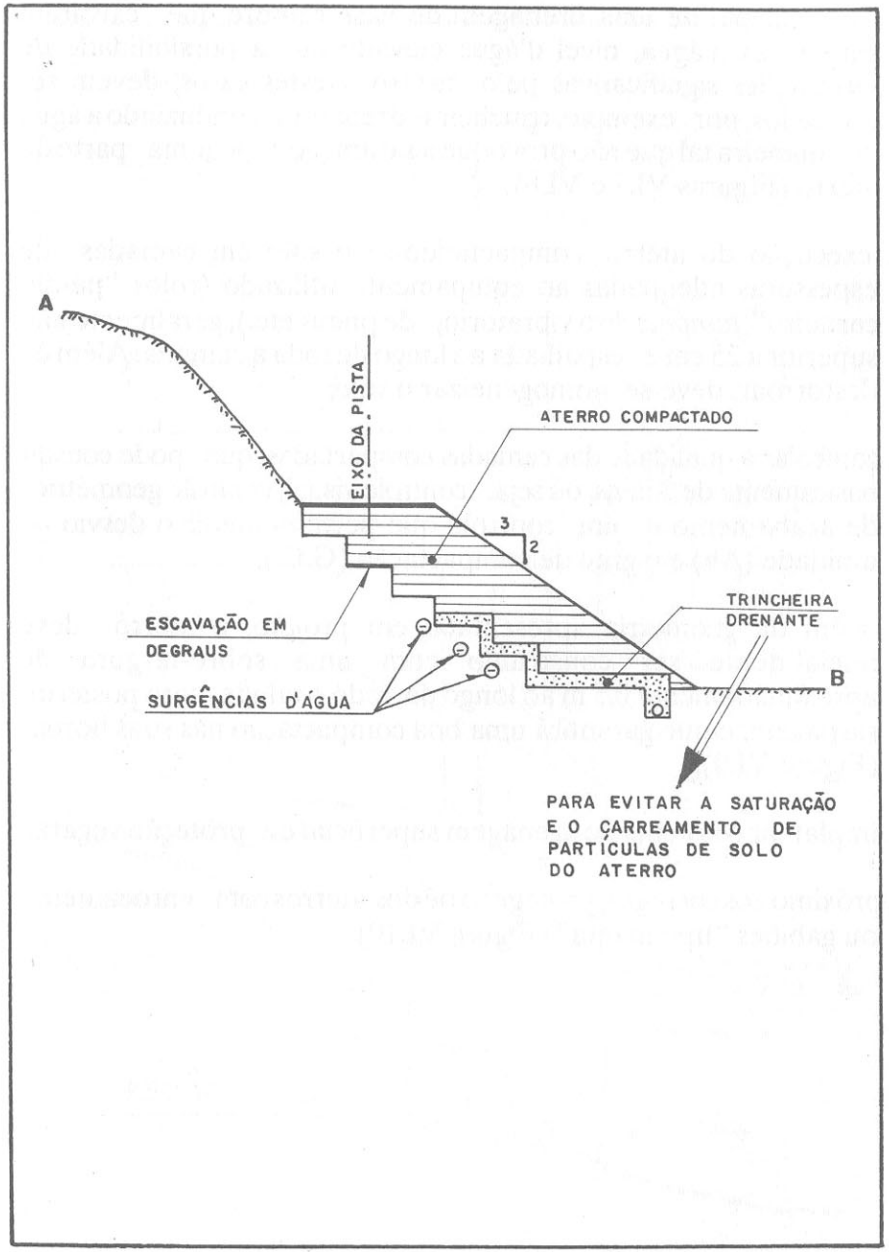


FIGURA VI.8 - Recuperação do aterro através do tratamento da fundação (com trincheira drenante) e reaterro

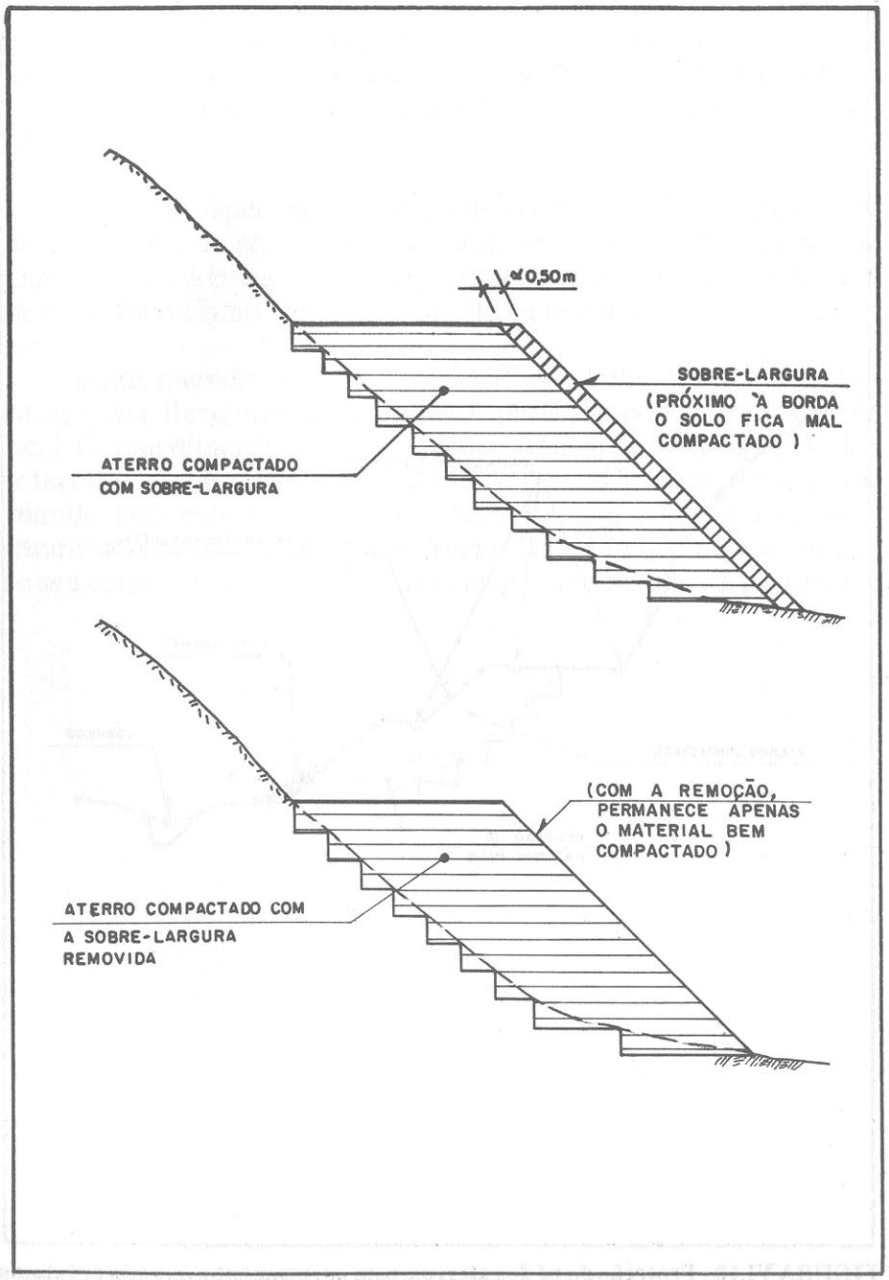


FIGURA VI.9 - Execução de aterro com sobre-largura e posterior remoção

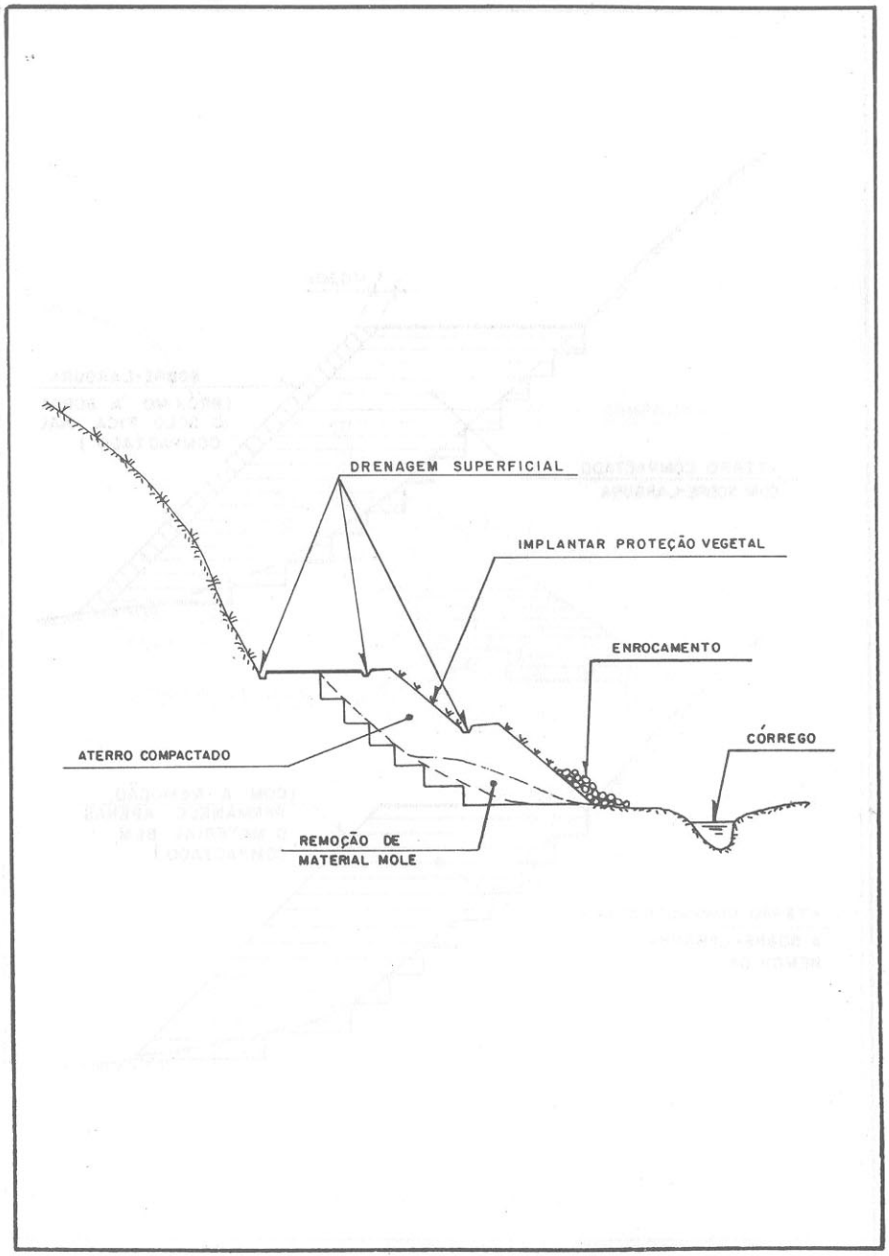


FIGURA VI.10 - Proteção do pé dos aterros, com enrocamento, quando próximos a cursos d'água

Na execução dos aterros, deve-se dar preferência aos solos mais arenosos para a base e o núcleo (maiores ângulos de atrito na zona de maiores tensões confinantes) e aos solos mais argilosos para a superfície (maiores coesões nas zonas de baixo confinamento) (Figura VI.11).

Além dos aspectos normalmente considerados na construção de um aterro, ou seja, sua geometria, composição (tipo de solo), compactação, drenagem e proteção superficial, é necessária a análise da sua influência no meio em que este se encontra.

Assim, quando um aterro transpõe uma linha de talvegue, este intercepta o fluxo normal das águas superficiais concentradas neste local. O mau dimensionamento ou inexistência de bueiros e galerias determina a saturação do corpo do aterro. Da mesma maneira, quando este está localizado em contato com cortes ou encosta natural com nível d'água próximo à superfície, é freqüente a saturação de seu corpo, se esta água não for interceptada por drenos profundos.

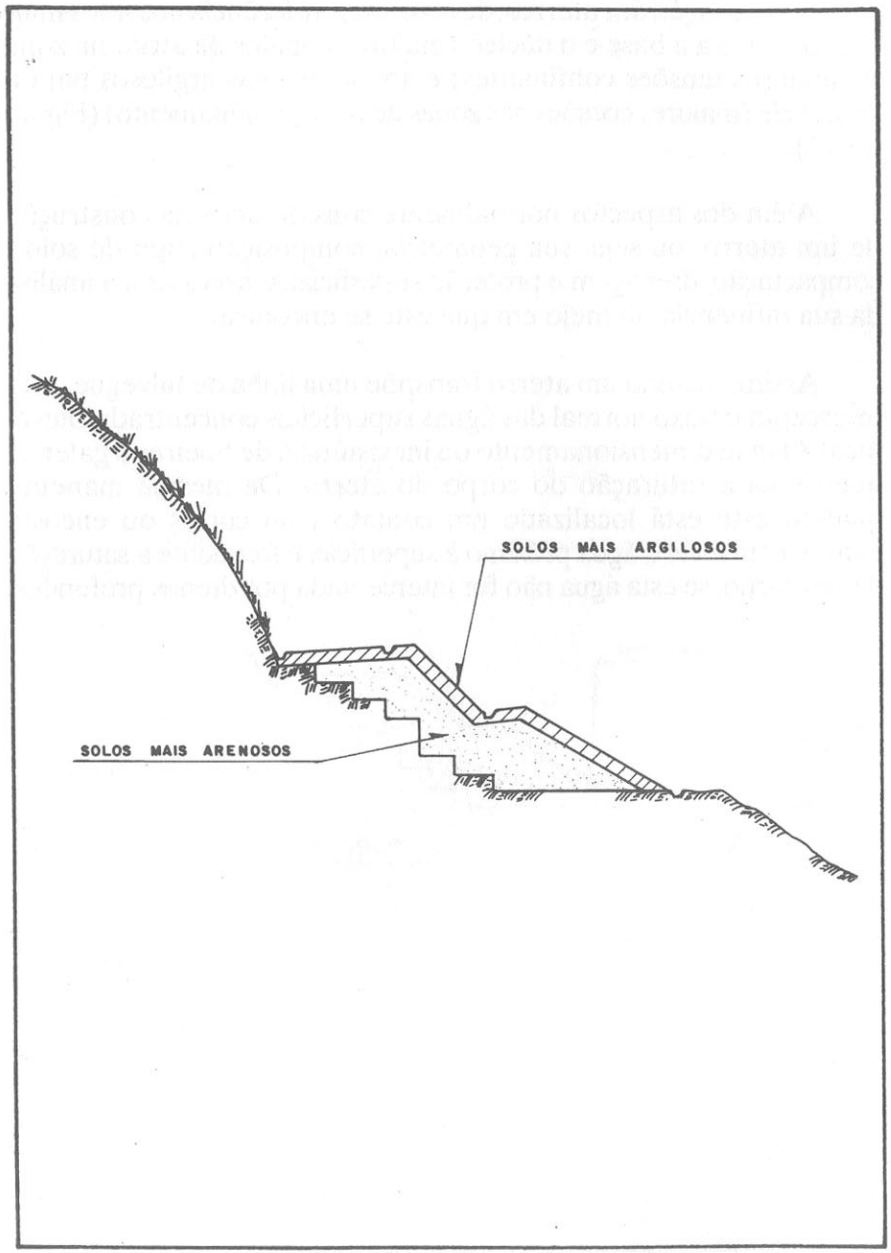


FIGURA VI.11 - Utilização adequada de solos mais arenosos e solos mais argilosos na execução de aterros, quando necessário

Na construção de aterros sobre solos moles, vários processos foram desenvolvidos, alguns dos quais aplicados desde a Antiguidade. Os mais utilizados são:

. lançar os aterros em ponta sobre o terreno natural e sobre a vegetação natural, o que facilita tanto a colocação da primeira camada (0,5 a 1,0 m) como a drenagem de topo (primeira camada deve ser arenosa);

. remover parcialmente ou totalmente o solo mole, através de escavação mecânica, com dragas, ou com explosivos, e substituí-lo por solo de melhor qualidade. Este procedimento é limitado a pequenas espessuras (no máximo 4 a 5 m);

. "estivar" com galhos de árvores ou tramas de bambu (técnicas antigas), ou através do lançamento de mantas geotêxteis (técnica recente), que reforçam a base do aterro, introduzindo nesta posição um elemento resistente à tração;

. tratamento do solo mole, visando melhorar as suas propriedades geotécnicas de resistência e deformabilidade. Das várias técnicas utilizadas, pode-se citar: construção por etapas, aplicação de sobrecargas temporárias e instalação de drenos verticais de areia ou "estacas de brita".

Em encostas, pode-se evitar grande parte dos problemas, procurando não apoiar o aterro sobre solo mole, principalmente os aterros de maior porte. Uma das maneiras de contornar o problema é remover o solo mole, caso seja viável (pequenas espessuras), ou utilizando uma obra de contenção que não permita o apoio do aterro sobre o solo mole (Figura VI.12).

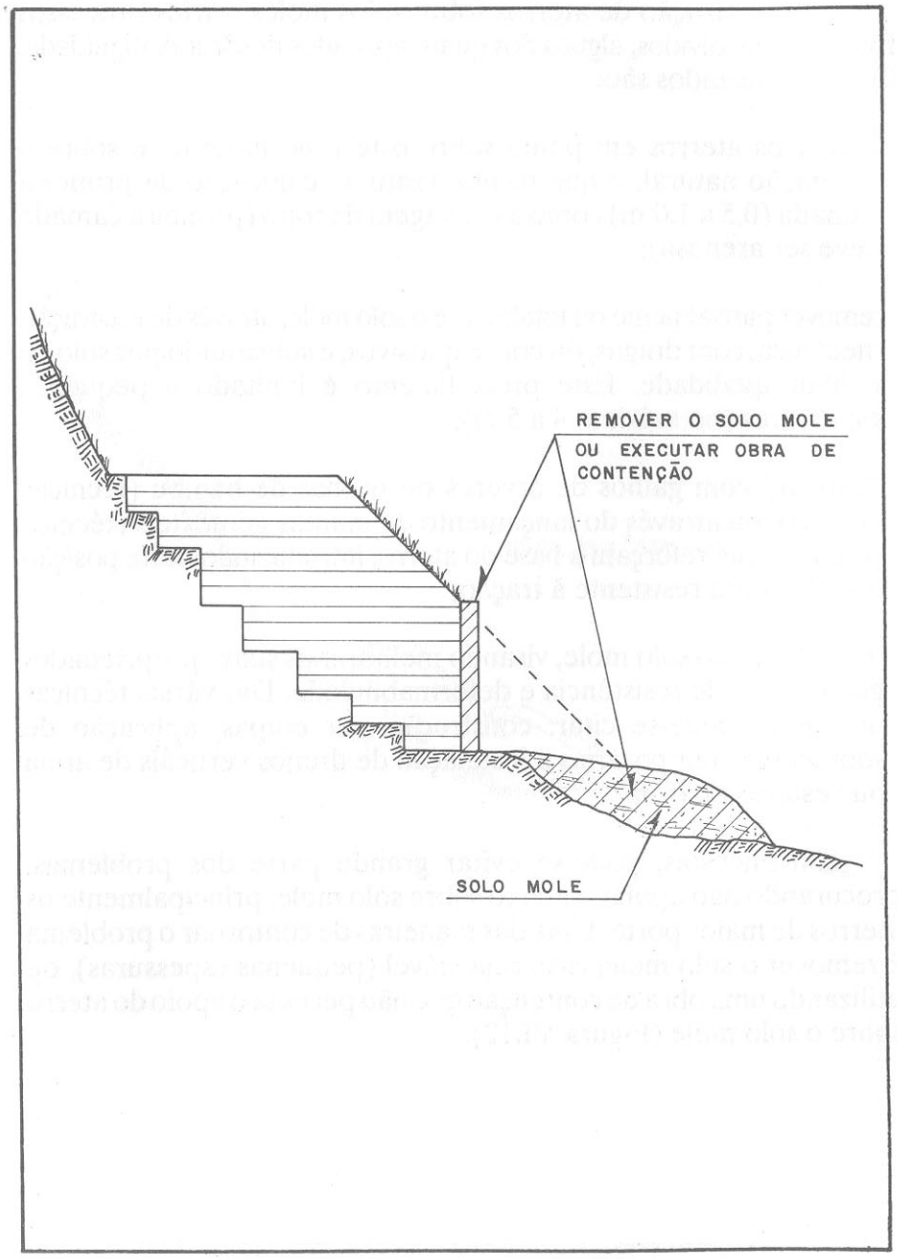


FIGURA VI.12 - Soluções alternativas para evitar o apoio do aterro sobre solo mole

Outro problema importante é o relacionado aos "bota-foras". Além do fator estético e do assoreamento a jusante do local, a rodovia pode ser afetada com a evolução de erosões e rupturas remontantes no próprio bota-fora. Para que boa parte dos problemas sejam evitados, principalmente em encostas, algumas providências devem ser tomadas na escolha e no preparo de um bota-fora:

. implantar um sistema de drenagem para captação de surgências d'água, se necessário, antes de lançar qualquer material;

. deixar preparado o pé do bota-fora em forma de dique, com material razoavelmente compactado e, quando próximo a cursos d'água, proteger o dique com enrocamento (Figura VI.13);

. o restante do bota-fora deverá receber uma certa compactação, em camadas, além da proteção e drenagem superficial.

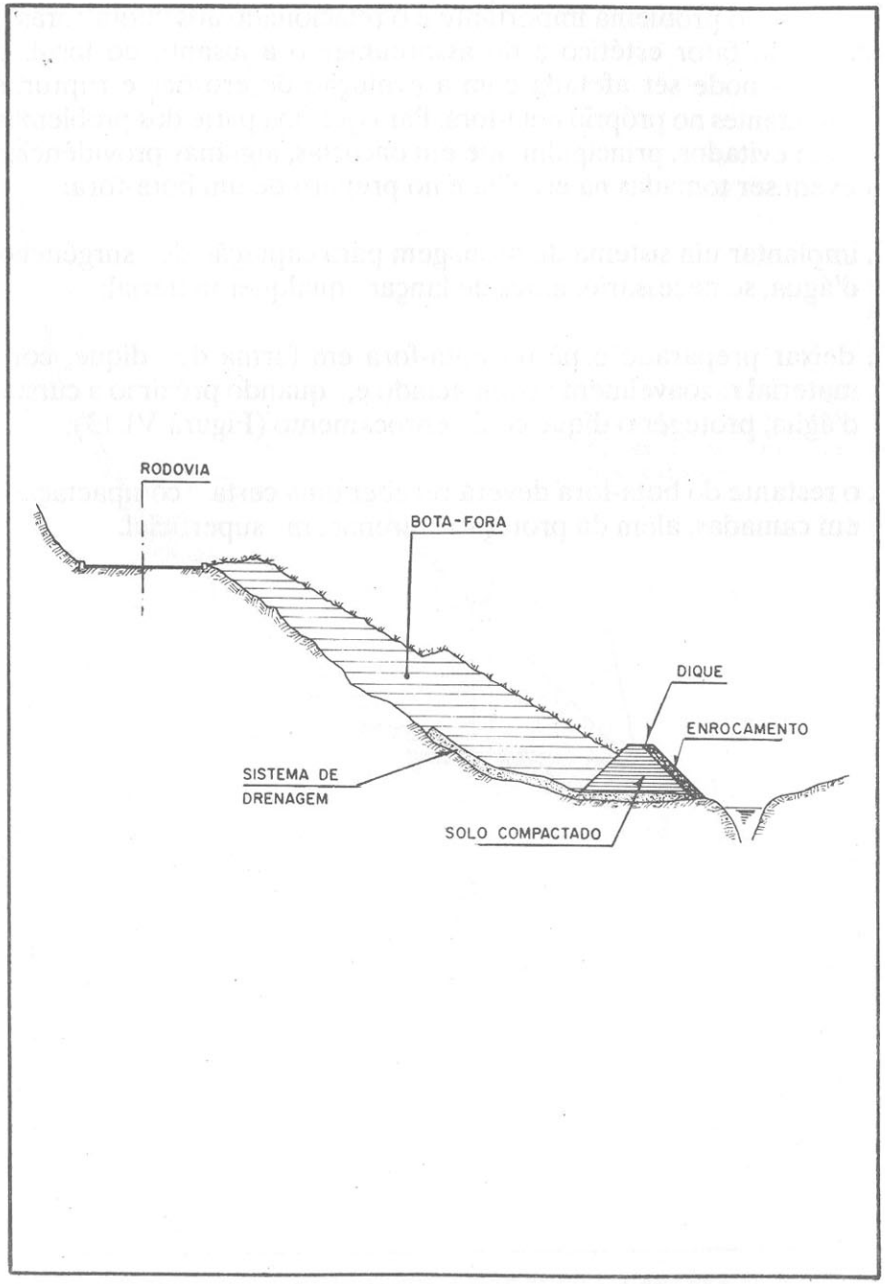


FIGURA VI.13 - Execução adequada de bota-fora

3 RETALUDAMENTO

Dentre as obras de estabilização de taludes, os retaludamentos são as mais utilizadas, devido à sua simplicidade e eficácia.

Para qualquer tipo de solo ou rocha, em qualquer condição de ocorrência e sob a ação de quaisquer esforços, sempre existirá uma condição geométrica de talude que oferecerá estabilidade ao maciço.

Evidentemente, há casos em que tal geometria exige área excessiva, ou então casos que para alcançar essa área, os trabalhos de terraplenagem são muito caros. Nestas situações, recorre-se às obras de contenção, ou às obras de drenagem, se tal for o caso.

No entanto, em muitas ocorrências, a simples alteração geométrica de um talude aparece como a solução mais imediata, de mais fácil execução e de menor custo. Para que se possa concluir desta forma, evidentemente, pelo menos um breve estudo de viabilidade há de ser conduzido, comparando-se algumas outras alternativas possíveis, antes de se proceder à escolha daquela julgada mais adequada.

Na realidade, um retaludamento nada mais é do que um processo de terraplenagem, através do qual se alteram, por cortes ou aterros, os taludes originalmente existentes em um determinado local.

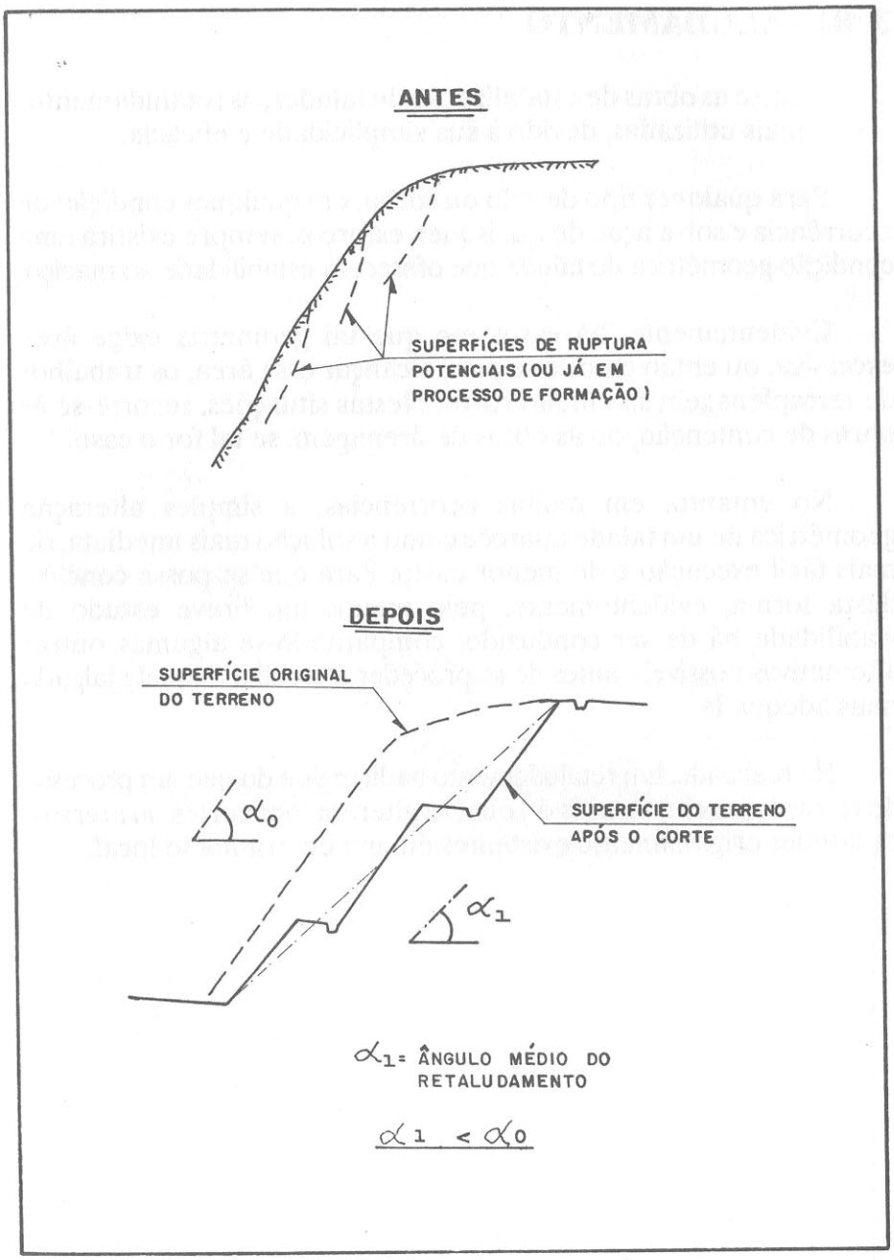


FIGURA VI.14 - Retaludamento através de corte com abrandamento da inclinação média do talude

No significado que a prática da engenharia empresta ao termo *retaludamento*, trata-se da execução de obras de terraplenagem, com vistas à estabilização de um certo talude ou uma determinada região. Neste sentido, este termo representa, geralmente, a execução de cortes que visam abrandar a inclinação dos taludes de um determinado local, com intuito de estabilizá-los.

Assim sendo, um dos processos mais antigos e mais simples de estabilizar taludes é a remoção de parte do material do talude, suavizando sua inclinação (Figura VI.14), o que resulta em uma benéfica alteração do estado de tensões atuantes no maciço.

Geralmente, associam-se a um retaludamento, obras de controle da drenagem superficial (bermas, canaletas, dissipadores, escadas d'água e tubulações) e de proteção superficial, de modo a reduzir a infiltração d'água no terreno e disciplinar o escoamento superficial, inibindo os processos erosivos.

A gravidade como fator instabilizante de um talude está associada não só à inclinação do talude, mas também à sua altura. Outro meio de se obter uma melhoria na estabilidade, para situações de uma potencial ruptura global, é reduzir a altura do talude, conforme esquematizado na Figura VI.15.

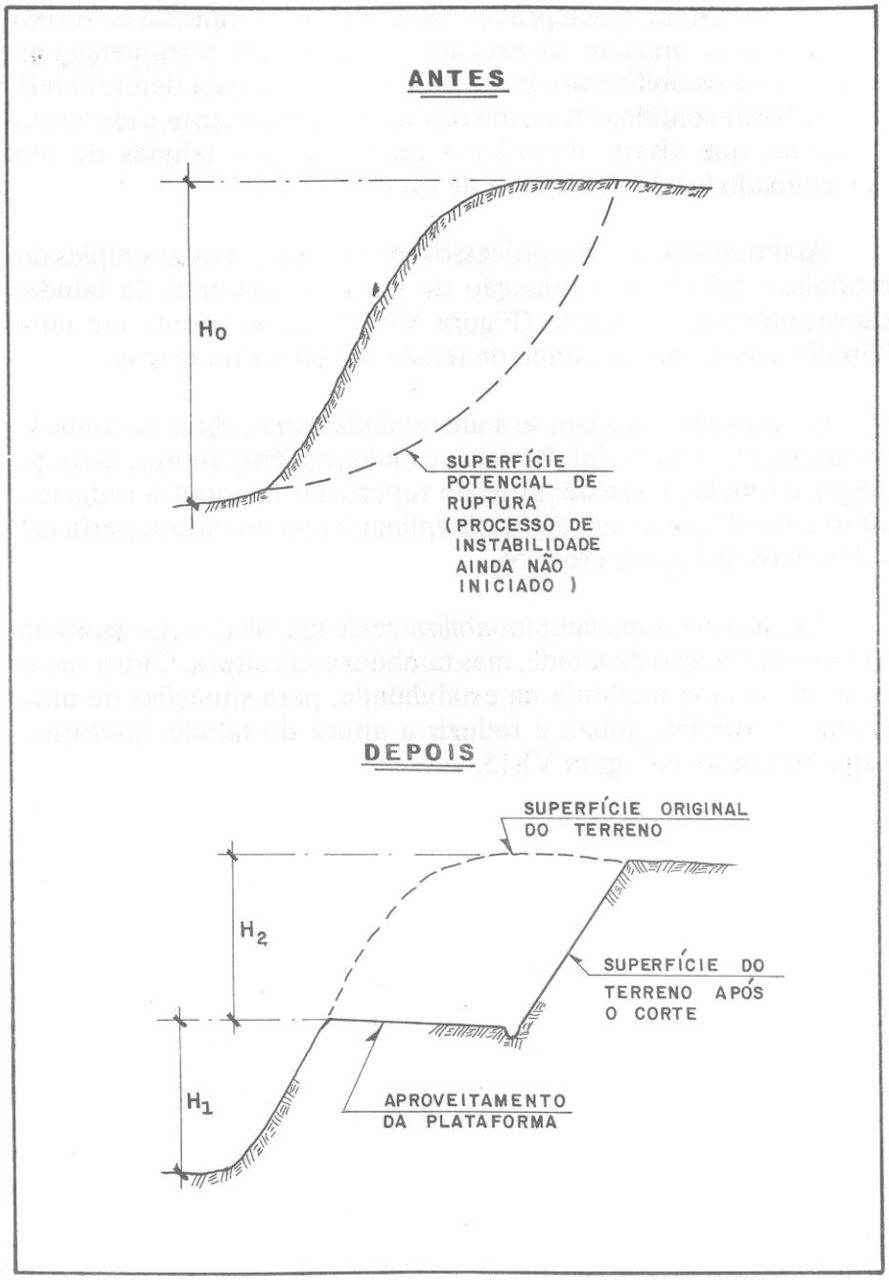


FIGURA VI.15 - Retaludamento através de corte com redução da altura do talude

Outro processo de estabilização por alteração geométrica de um talude é aquele no qual o abrandamento da inclinação é obtido por reaterro da região basal, associado ou não a cortes nas porções mais elevadas, conforme esquematizado na Figura VI.16.

Apesar de sua simplicidade e de se tratar da primeira medida de correção a ser considerada, de uma maneira geral, em casos de instabilização de taludes, o assunto *retaludamento* vem merecendo pouca atenção da maioria das projetistas que vêm gradualmente reduzindo a importância com que enfocam os métodos de estabilização ditos "tradicionais", isto é, as alterações geométricas, a drenagem e a proteção superficial dos taludes.

Tem sido enfatizado cada vez mais o uso dos métodos "modernos" ("estacas-raiz", atirantamento). Sem desmerecer estas tecnologias, avançadas e utilíssimas em muitos casos, deve-se, no entanto, manter claramente os raciocínios de prioridades e relação benefício-custo dos diversos tipos de obras, especialmente no caso de estabilização de taludes.

Assim, antes de se pensar em executar cortinas atirantadas, é preciso estudar se existe a possibilidade de resolver o problema por um simples retaludamento, o que é, geralmente, uma solução muito mais simples e barata.

Deve-se ressaltar que para o retaludamento de uma área são necessários cálculos que, levando em conta as características dos materiais envolvidos, resultem em uma nova geometria, com fator de segurança compatível com a situação. Isto pode ser visto no Capítulo VII.

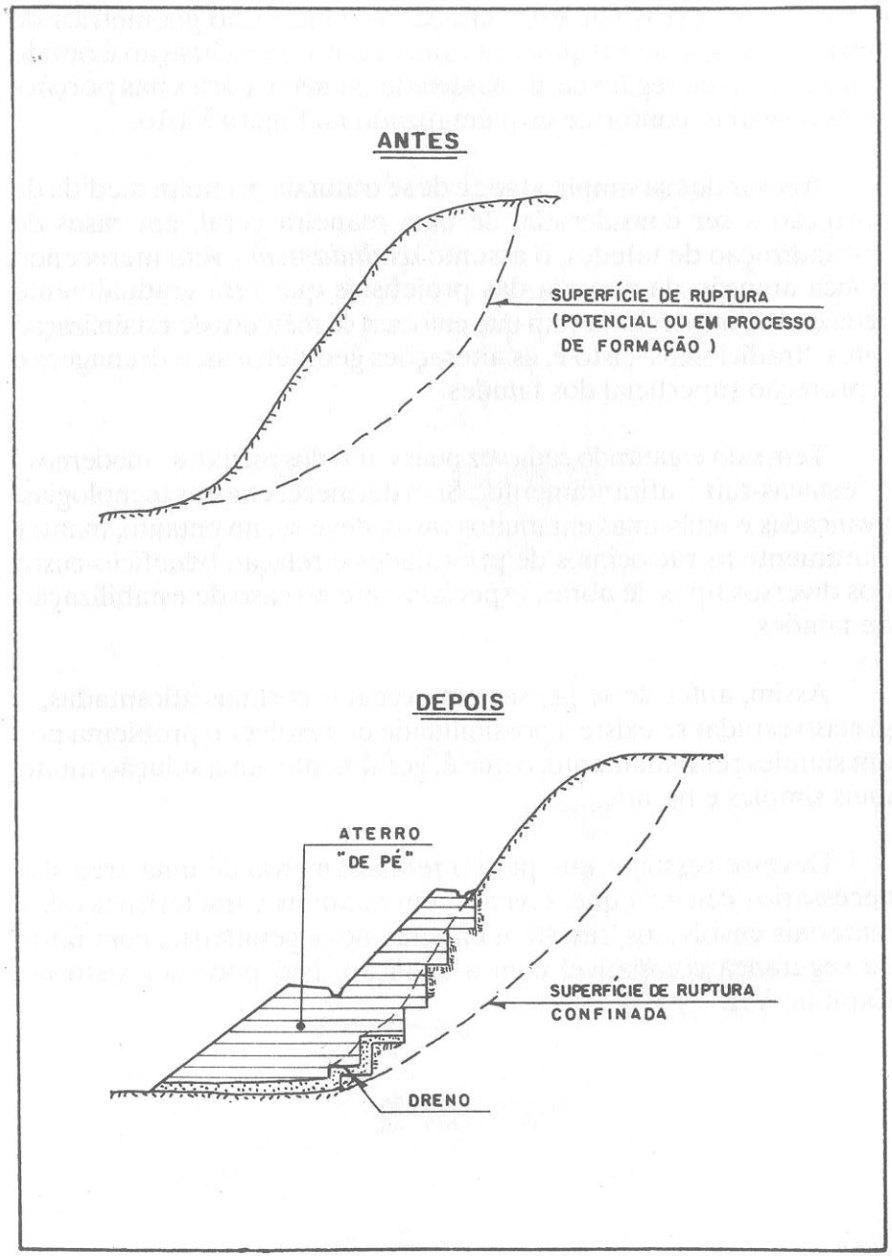


FIGURA VI.16 - Estabilização de talude potencialmente instável, com retaludamento, através da execução de aterro na sua base

Ainda dentro deste capítulo, ressalta-se a importância de estudos e cuidados nos cortes necessários para a exploração de jazidas, que alteram significativamente os taludes originalmente existentes.

As jazidas situadas dentro ou fora da faixa de domínio da rodovia podem agredir gravemente o meio ambiente, caso não sejam tratadas devidamente, visto que tendem a destruir toda a cobertura vegetal e, muitas vezes, expor uma superfície suscetível aos processos de erosão e assoreamento.

A exploração de uma jazida deverá se dar de modo a minimizar os impactos negativos ao meio ambiente, procurando não interferir no aspecto paisagístico, assim como respeitando as reservas florestais e áreas de proteção de mananciais.

Portanto, para a exploração de jazidas, devem ser observadas as seguintes etapas de trabalho (Figura VI.17):

. *Início dos trabalhos*: estocagem dos materiais orgânicos para serem utilizados no final da exploração.

. *Durante a execução*: evitar carreamento e assoreamento nas áreas circunvizinhas, assim como a produção de taludes íngremes, sujeitos a escorregamentos.

. *Final dos trabalhos*: estabilizar a área explorada, utilizando o material orgânico estocado no início.

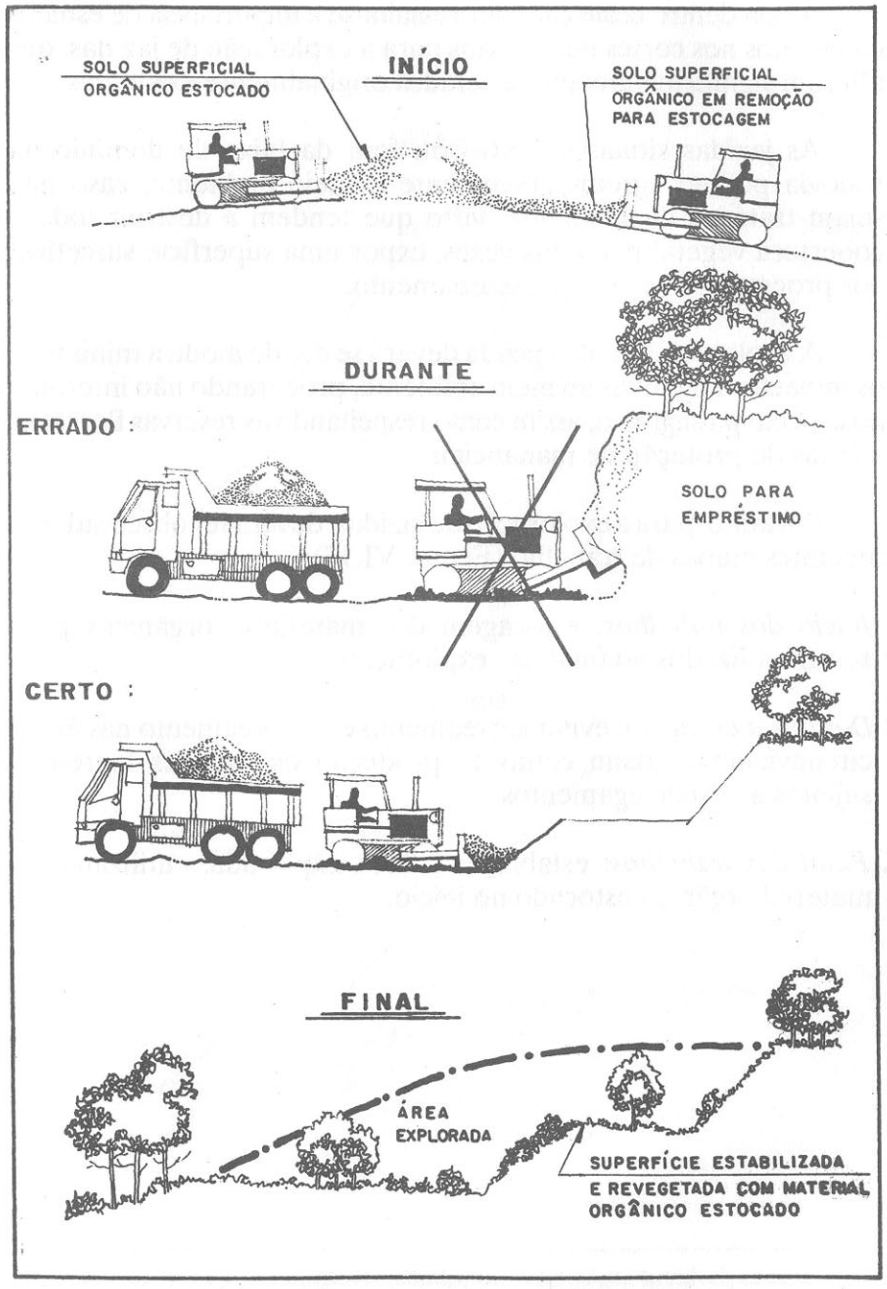


FIGURA VI.17 - Etapas de trabalho na exploração de jazidas

A pesquisa das áreas de empréstimo inicia-se geralmente com sondagens a trado e/ou com abertura de poços, visando à cubagem do material disponível e à coleta de amostras para a sua identificação tátil visual, bem como a execução de ensaios de laboratório.

Os ensaios de laboratório normalmente solicitados para caracterizar uma jazida são:

. granulometria;
. limites de Atterberg (LL e LP);
. umidade natural;
. densidade dos grãos;
. compactação.

Outros ensaios, mais sofisticados, podem ser necessários (por exemplo, em estradas que atravessam represas), tais como:

. triaxiais;
. adensamento;
. permeabilidade;
. cisalhamento direto.

Informações adicionais sobre estes ensaios são apresentados no Capítulo VII.

4 OBRAS DE CONTENÇÃO

Dentre os processos de estabilização de taludes mais difundidos e que mais evoluíram, em razão da pesquisa tecnológica, estão os métodos que utilizam obras de contenção para a estabilização de taludes.

Entende-se por obras de contenção todas aquelas estruturas que, uma vez implantadas em um talude, oferecem resistência à movimentação deste ou à sua ruptura, ou ainda que reforçam uma parte do maciço, de modo que esta parte possa resistir aos esforços tendentes à instabilização do mesmo.

No presente Manual, as obras de contenção foram classificadas em:

. muros de arrimo;
. obras especiais de estabilização;
. soluções alternativas em aterros.

4.1 Muros de arrimo

Desde a Antiguidade, o Homem construía estruturas de arrimo para proteger as obras implantadas em encostas. Em muitas ruínas de obras antigas podem ser encontrados muros constituídos de blocos de pedra ou tijolos rejuntados com argamassa, realmente exercendo funções de reação aos empuxos do solo. Trata-se sempre de muros tipo "gravidade", isto é, aqueles nos quais a reação ao empuxo do solo é proporcionada pelo peso do muro e pelo atrito em sua fundação, função direta deste peso.

Com o passar dos tempos, os muros de arrimo clássicos evoluíram, procurando-se otimizar o projeto estrutural dos mesmos. Com o advento do concreto, passou-se a utilizar muros de arrimo confeccionados com este material, mas inicialmente ainda eram muros tipo "gravidade".

Atualmente, muros deste tipo ainda são utilizados em obras viárias. Mesmo nas rodovias modernas, é comum ver-se muros de "gravidade" implantados nas encostas. Geralmente, utiliza-se para sua confecção o concreto ciclópico ou ainda pedras rejuntadas com argamassa de cimento.

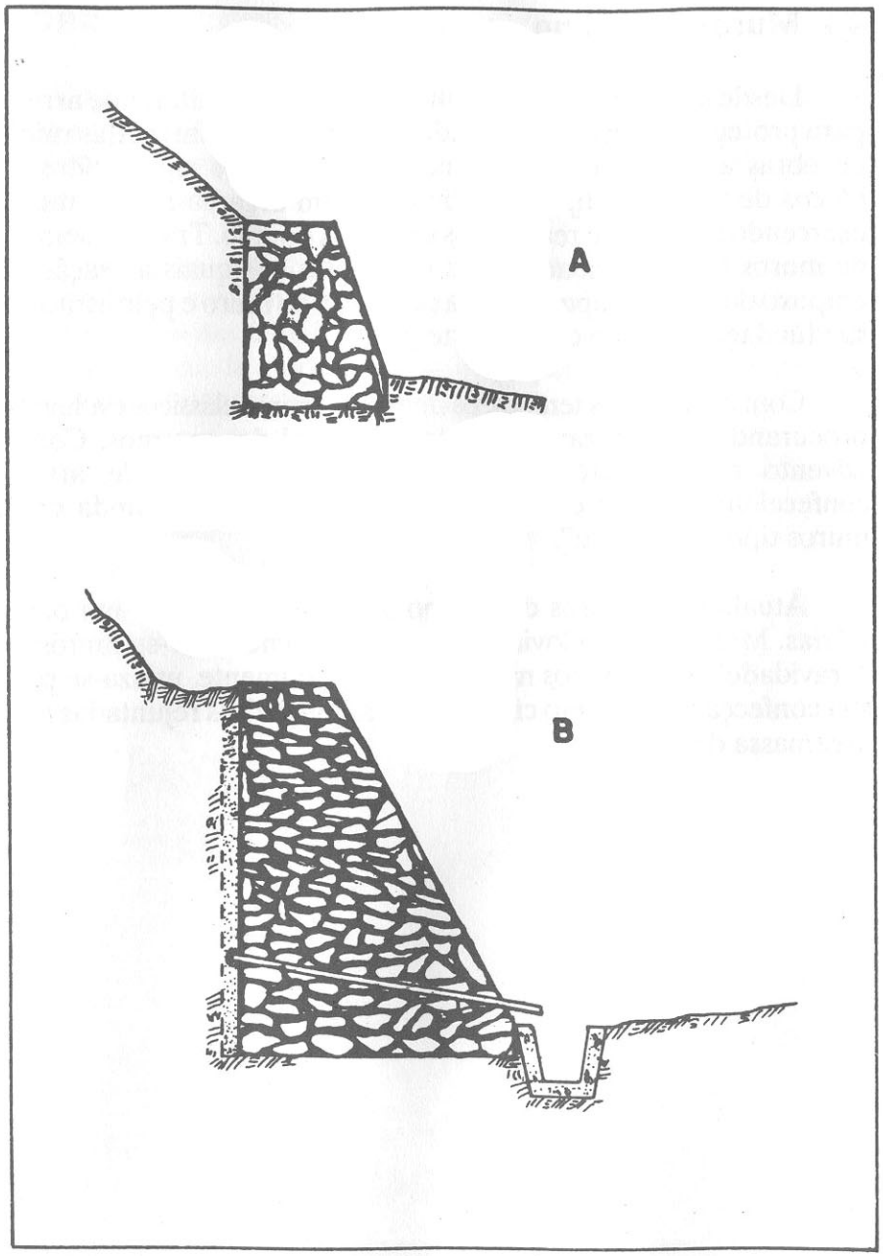


FIGURA VI.18 - Muros tipo "gravidade". A - de pedra seca; B - de pedra argamassada

4.1.1 MUROS TIPO "GRAVIDADE"

4.1.1.1 Muro de pedra seca

Consiste em pedras arrumadas manualmente, sendo que sua resistência resulta unicamente do embricamento dessas pedras. Este tipo de muro necessita de blocos de dimensões regulares para sua estabilidade, o que acarreta diminuição do atrito entre as pedras. Recomenda-se seu uso para a contenção de taludes de pequena altura (até aproximadamente 1,5 m).

Apresenta as seguintes vantagens: facilidade de construção, pois não requer mão-de-obra especilizada, baixo custo, principalmente quando o material necessário é abundante no local, e capacidade autodrenante, evitando assim a ação de pressões neutras contra o muro.

A base do muro deve ter espessura mínima de 0,5 m e deve estar apoiada em horizontes resistentes, em plano horizontal inferior ao do terreno a ser protegido; esse procedimento impede que haja ruptura por desligamento no contato muro/fundação (Figura VI.18).

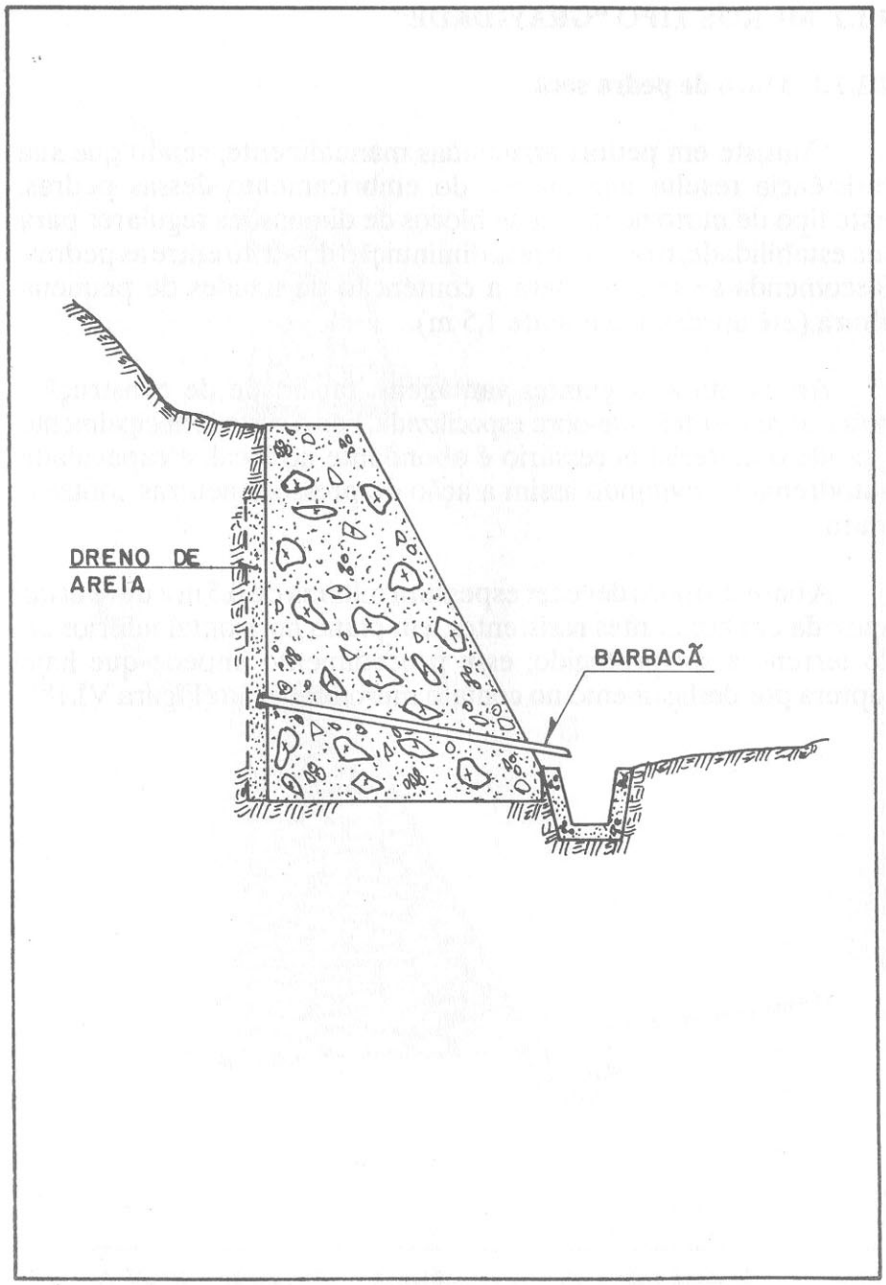


FIGURA VI.19 - Muro tipo "gravidade" de concreto ciclópico

4.1.1.2 Muro de pedra argamassada

Obra semelhante ao muro de pedra seca, sendo que os vazios são preenchidos com argamassa de cimento e areia. O arranjo de pedras de dimensões variadas, bem como seu rejuntamento, confere maior rigidez ao muro, possibilitando seu uso na contenção de taludes com alturas de até 3 m.

Além dos cuidados indicados para o muro de pedra seca, deve ser implantada drenagem através de barbacãs (Figura VI.18).

4.1.1.3 Muro de concreto ciclópico

Tipo de estrutura constituída de concreto e agregados de grandes dimensões; sua execução consiste no preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Pode ser usado para contenção de taludes com alturas superiores a 3 m.

A execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível, através de barbacãs e dreno de areia (Figura VI.19).

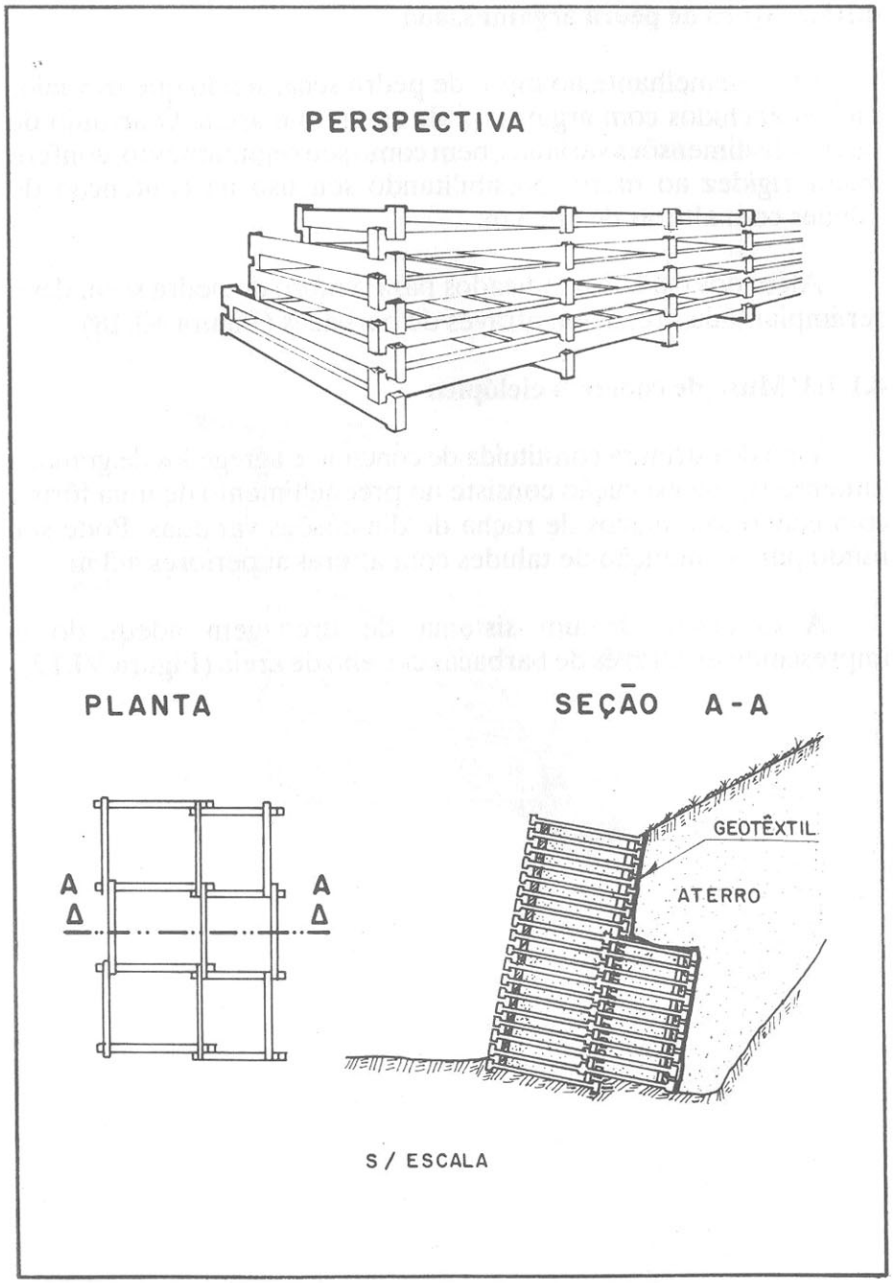


FIGURA VI.20 - Contenção com *crib-walls*

4.1.1.4 *Crib-walls*

Visando ao barateamento das obras de contenção, foram desenvolvidos vários processos que, utilizando sempre o princípio de muro de gravidade, procuram economizar no uso de materiais nobres como o aço ou concreto.

Um destes processos é o dos *crib-walls*. Trata-se de um sistema de peças de concreto armado, que são encaixadas entre si, formando uma espécie de "gaiola" ou "caixa", cujo interior é preenchido com material terroso ou, de preferência, com blocos de rocha, seixos de maiores dimensões, ou ainda entulho. Este material fornece o "peso" desta estrutura de gravidade, enquanto que as peças de concreto armado respondem pela resistência da estrutura e manutenção de sua forma geométrica (Figura VI.20).

Os *crib-walls* necessitam, para sua execução, do aterro interno e de um reaterro na região a montante, sendo por isto utilizados, nas obras viárias, para a construção de aterros em encostas.

Devido à sua forma construtiva, trata-se de estruturas naturalmente bem drenadas e pouco sensíveis a movimentações e recalques, razões pelas quais se adaptaram muito bem à execução de estradas pioneiras em regiões serranas.

Na execução das estradas de serviço utilizadas para a construção de algumas de nossas rodovias, observa-se grande número de contenções em *crib-walls*, implantado em encostas bastante íngremes e em locais pouco estáveis. Em alguns locais, estes *crib-walls* atingem a altura de 20 m, considerada elevada mesmo para os muros de arrimo de concreto armado. Em obras definitivas, é necessário o uso

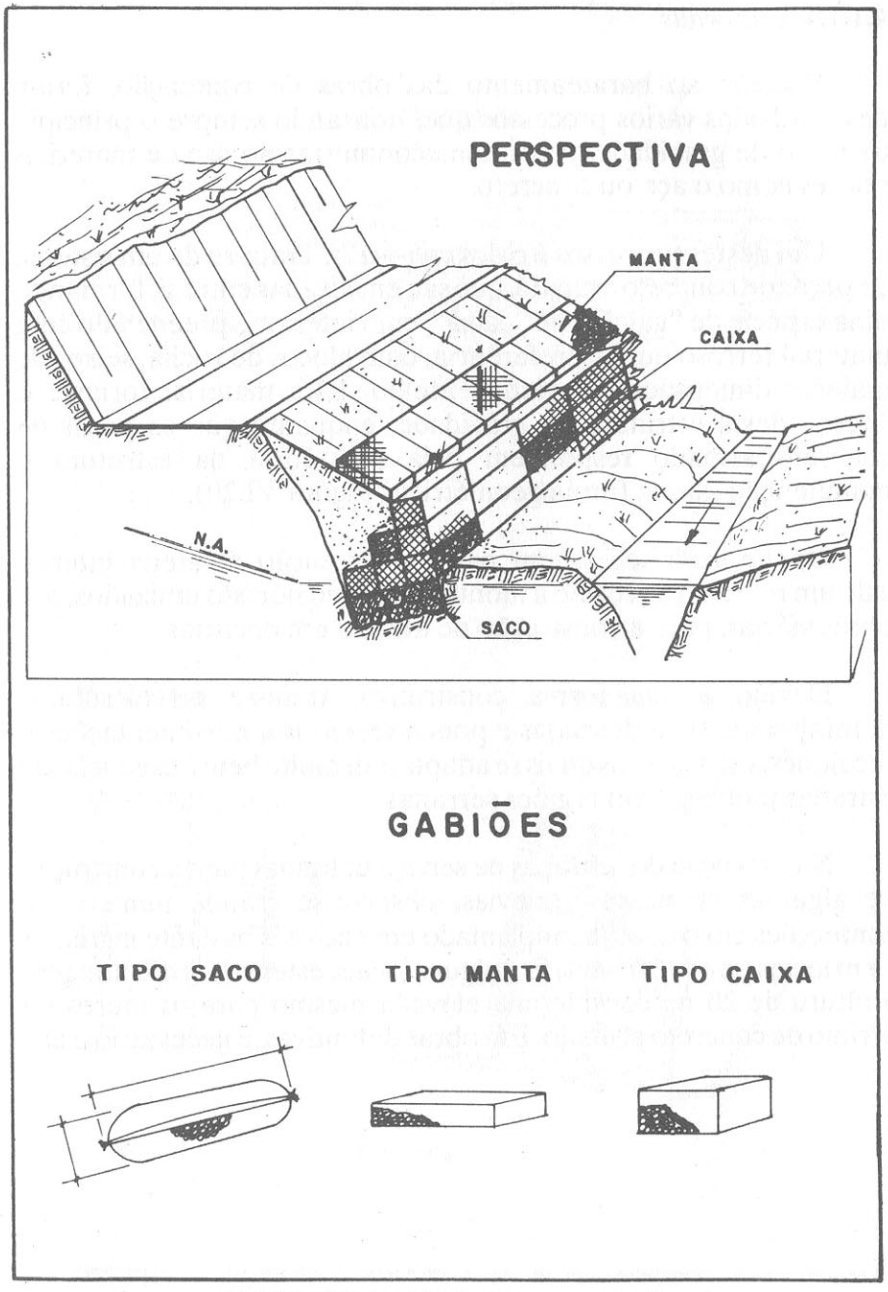


FIGURA VI.21 - Contenção com gabiões

de filtro de interface entre o *crib-wall* e o aterro, por exemplo com uso de mantas geotêxteis.

4.1.1.5 Gabiões

Outro processo de contenção inspirado nos muros de gravidade é aquele que utiliza os "gabiões". Trata-se de caixas ou "gaiolas" de arame galvanizado, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são colocadas justapostas e costuradas umas às outras por arame, formando muros de diversos formatos (Figura VI.21).

Utilizados como proteção superficial de encostas, proteção de margens de rios e riachos, são também utilizados como muros de contenção, até alturas de alguns metros.

Trata-se de estruturas drenadas e relativamente deformáveis, o que permite o seu uso no caso de fundações que apresentam deformações maiores, inaceitáveis para estruturas mais rígidas. Devido à sua simplicidade construtiva e relativamente baixo custo, os muros de gabiões vêm sendo muito utilizados como contenção de aterros e de encostas de maneira provisória e de menor responsabilidade.

Para seu uso em obras mais importantes, devem ser tomados cuidados especiais, visando evitar a corrosão dos arames constituintes das "gaiolas" ou sua depredação, através do revestimento dos fios de arame com PVC ou do argamassamento da superfície externa.

O terreno deve ser regularizado e nivelado, antes da colocação da primeira camada de gabiões-caixas. As pedras devem ser arrumadas

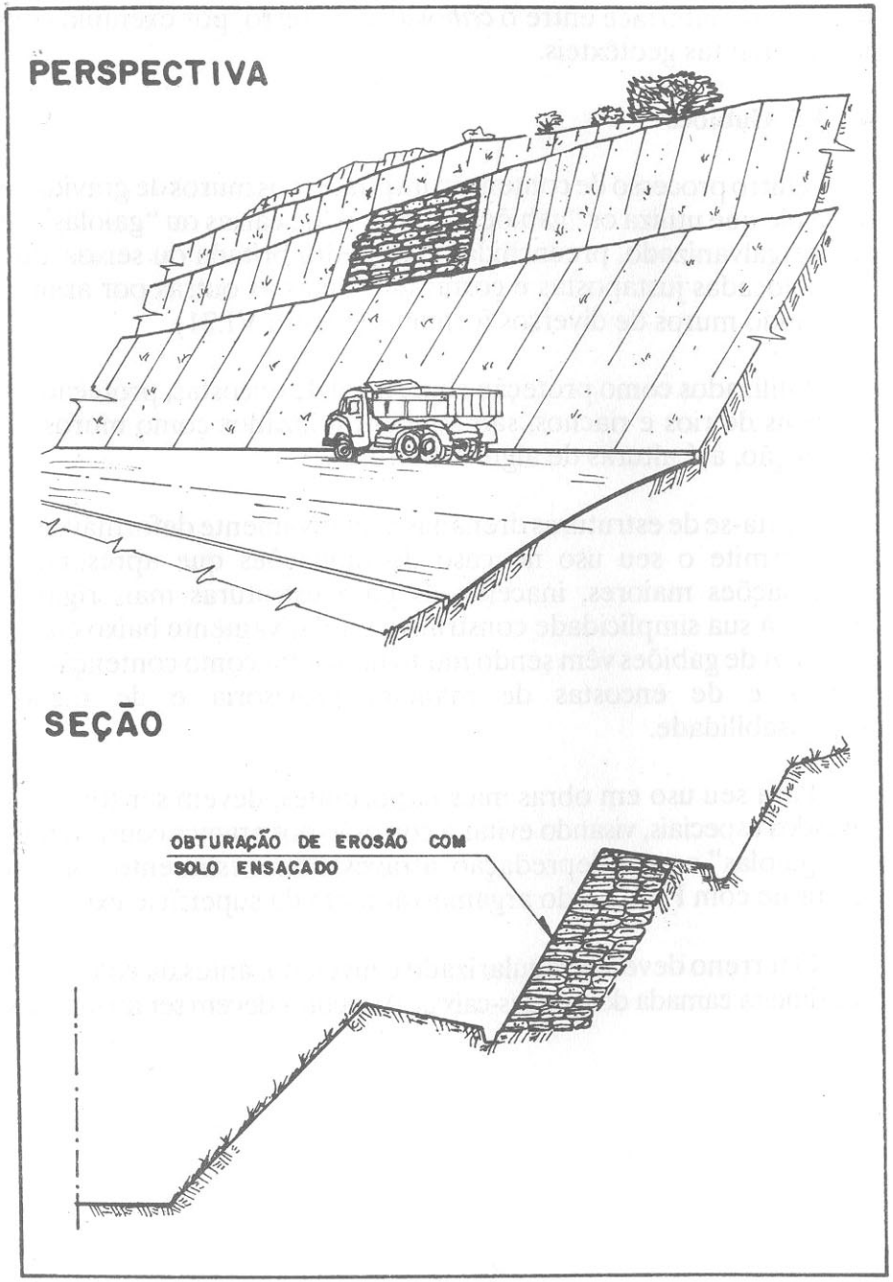


FIGURA VI.22 - Exemplo de aplicação de solo-cimento ensacado

dentro dos gabiões, de modo a se obter um arranjo bastante denso. Deve-se utilizar geotêxtil ou areia grossa como elemento de transição entre os gabiões e o material de corte ou aterro.

4.1.1.6 Muros de arrimo de solo-cimento ensacado

O solo cimento pode ser utilizado para proteger superficialmente o talude, ou para construir muros de arrimo de gravidade. Muitas vezes, quando utilizado "ensacado", funciona com a dupla função de proteção superficial e contenção, como, por exemplo, na obturação de pequenas rupturas em taludes de grande extensão (Figura VI.22).

O solo cimento é acondicionado em sacos de aniagem ou de geossintéticos, o que facilita muito a construção dos muros. Quando a mistura solo-cimento se solidifica, os sacos deixam de ser necessários em termos estruturais da obra de contenção.

Outra alternativa de uso do solo-cimento na contenção de taludes é a sua execução compactado em camadas, de modo a se produzir uma faixa externa ao talude com este material que, após a reação do cimento, se torna mais resistente e menos erodível, de modo a dar sustentação ao restante do talude.

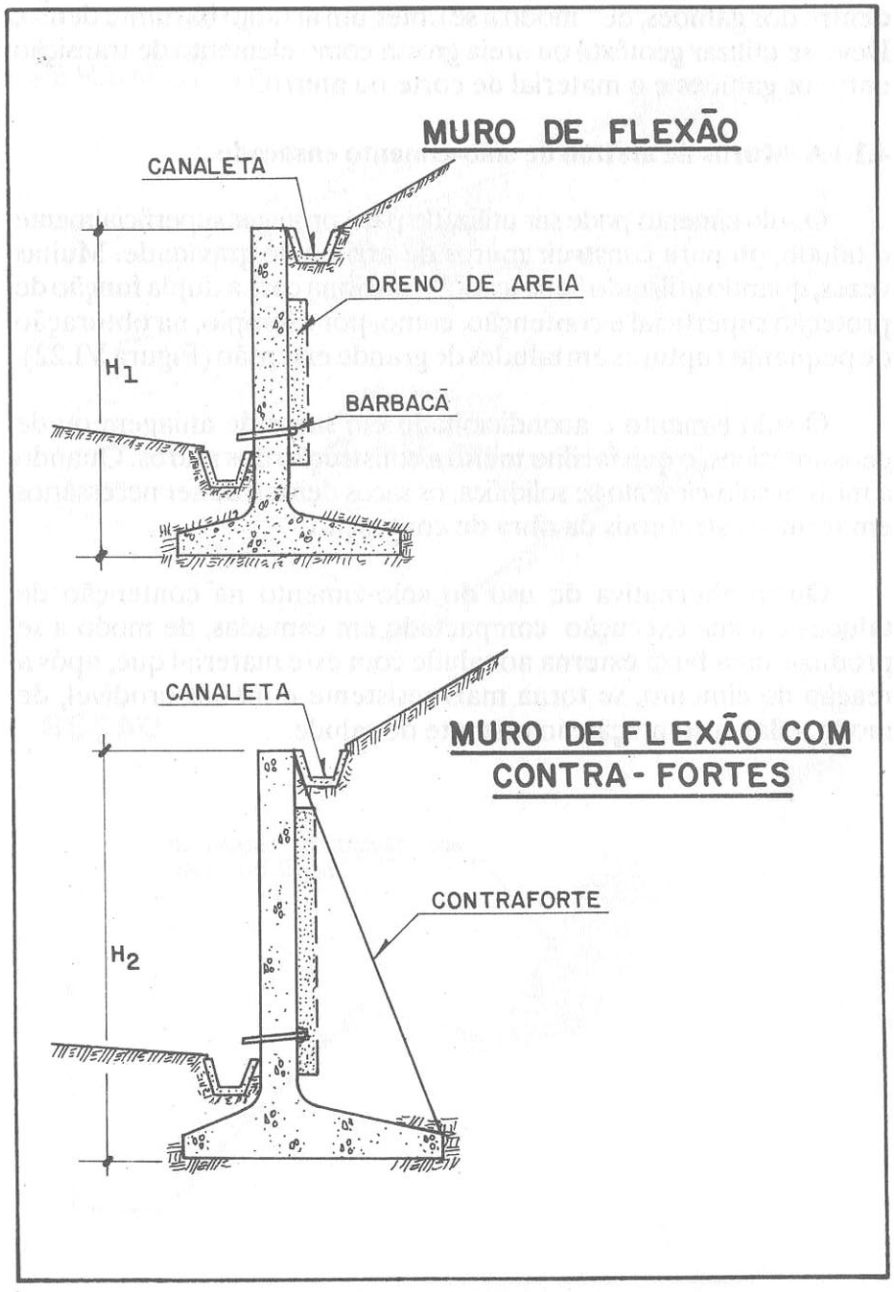


FIGURA VI.23 - Muros de concreto armado tipo flexão

4.1.2 MUROS DE CONCRETO ARMADO

Com o advento do concreto armado, surgiram várias modalidades de muros de arrimo que utilizam este material para sua confecção, economizando volumes de concreto e permitindo uma ocupação mais completa das áreas a montante e a jusante.

Geralmente, os muros de arrimo de concreto armado estão associados à execução de aterros ou reaterros, uma vez que, para sua estabilidade, precisam contar, além do peso próprio, com o peso de uma porção de solo adjacente, que funciona como parte integrante da estrutura de arrimo.

O "muro de flexão" tradicional consta de uma laje de fundo e outra vertical ou subvertical, de paramento, trabalhando à flexão e tendo ou não vigas de enrijecimento. Para alturas maiores, torna-se anti-econômica a execução de uma estrutura formada apenas por duas lajes, utilizando-se então nervuras (ou contrafortes) de tração, no caso de laje de fundo interna (sob o aterro ou reaterro), ou de compressão, no caso de laje externa (Figura VI.23).

A execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível, através de barbacãs e dreno de areia.

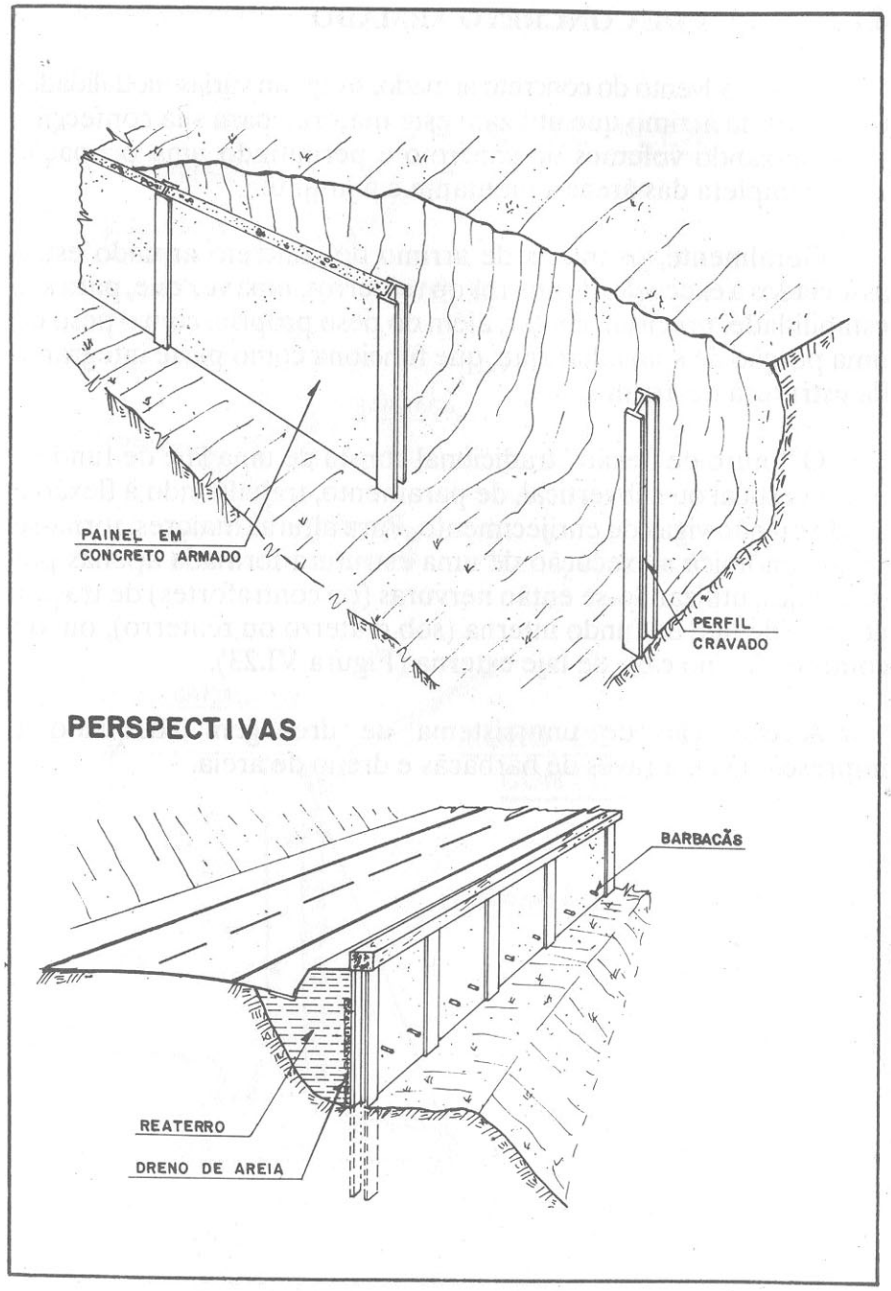


FIGURA VI.24 - Exemplo de cortina cravada

4.1.3 CORTINAS CRAVADAS

Outro tipo de estrutura de contenção é aquela constituída por estacas ou perfis cravados no terreno, trabalhando à flexão e resistindo pelo apoio da ficha (parte enterrada do perfil). Trata-se de obras contínuas (estacas-prancha ou estacas justapostas) ou descontínuas (nas quais estacas ou perfis metálicos são cravados a uma certa distância um do outro, sendo o trecho entre eles preenchido por pranchões de madeira ou placas de concreto armado) (Figura VI.24).

Este tipo de estrutura é muito utilizado em obras de contenção provisórias, daí a predominância do uso de perfis metálicos cravados e pranchões de madeira.

Em obras definitivas, não se usa madeira e os perfis metálicos devem ser protegidos contra corrosão.

As alturas atingidas são modestas, de até alguns poucos metros e as estruturas, devido ao funcionamento à flexão, costumam ser bastante deformáveis.

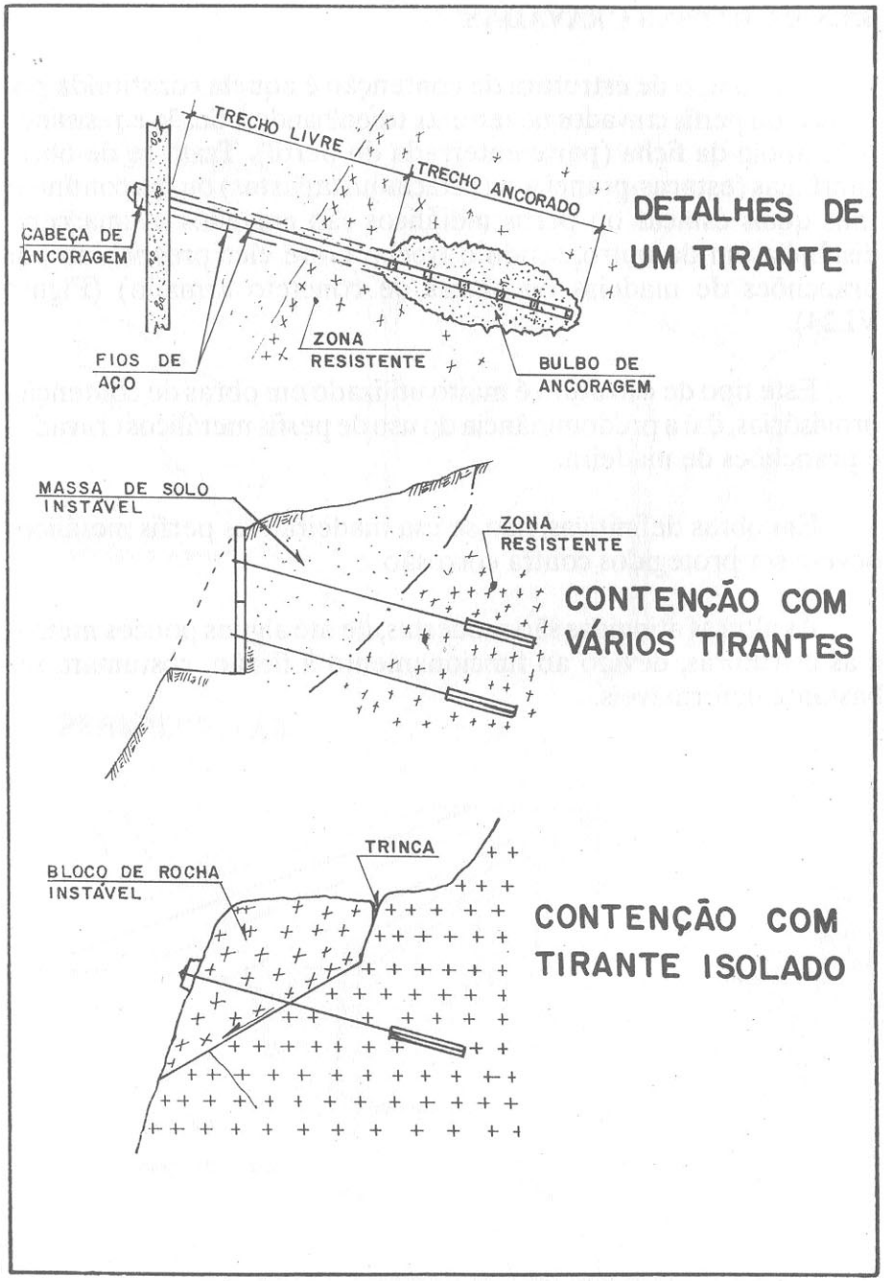


FIGURA VI.25 - Detalhes de um tirante e exemplos de aplicação

4.2 Obras especiais de estabilização

4.2.1 TIRANTES E CHUMBADORES

Os tirantes têm como objetivo ancorar massas de solo ou blocos de rocha, pelos incrementos de força gerados pela protensão destes elementos, que transmitem os esforços diretamente a uma zona mais resistente do maciço através de fios, barras ou cordoalhas de aço.

Já os chumbadores são barras de aço fixados com calda de cimento ou resina, com o objetivo de conter blocos isolados, fixar obras de concreto armado, sem o uso de protensão.

Em encostas rochosas, nas quais se pretende a fixação de blocos de rocha instáveis, ou na contenção de cortes em rochas muito fraturadas, é de uso corrente a aplicação de tirantes isolados, protendidos diretamente contra a rocha, ou através de cabeças ou placas de distribuição.

No caso de blocos ou lascas de rochas, precariamente apoiados em encostas, a principal função dos tirantes será a de aumentar a componente resistente por atrito, através do aumento da tensão normal pela protensão (Figura VI.25).

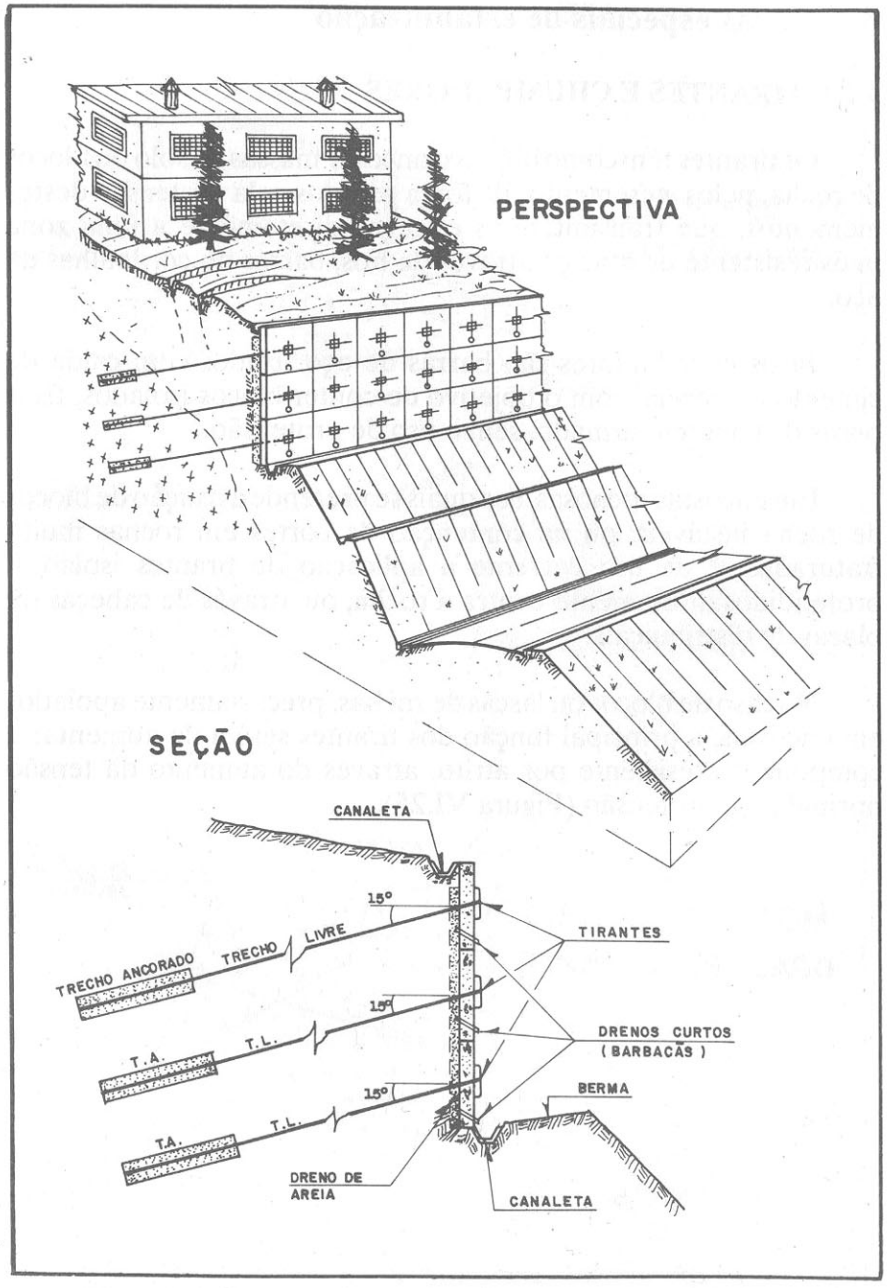


FIGURA VI.26 - Exemplo de aplicação de uma cortina atirantada

4.2.2 CORTINAS ATIRANTADAS

Dentre as obras de contenção de encostas destacam-se, como as de maior eficácia, versatibilidade e segurança, as cortinas e os muros atirantados (Figura VI.26).

Trata-se da execução de elementos verticais ou subverticais de concreto armado, que funcionam como paramento e que são ancorados no substrato resistente do maciço através de tirantes protendidos. O paramento pode ser constituído de placas isoladas para cada tirante, de placas englobando dois ou mais tirantes ou de cortina única, incorporando todos os tirantes.

No caso de contenção de cortes, a execução é feita a partir do topo, executando-se a obra por patamares, sendo que um patamar somente é iniciado quando o anterior (em cota mais elevada) já está com as placas executadas e os tirantes protendidos (total ou parcialmente), conforme ilustrado na Figura VI.27, na qual são apresentadas as várias etapas de execução de uma cortina atirantada para contenção de um corte em uma encosta.

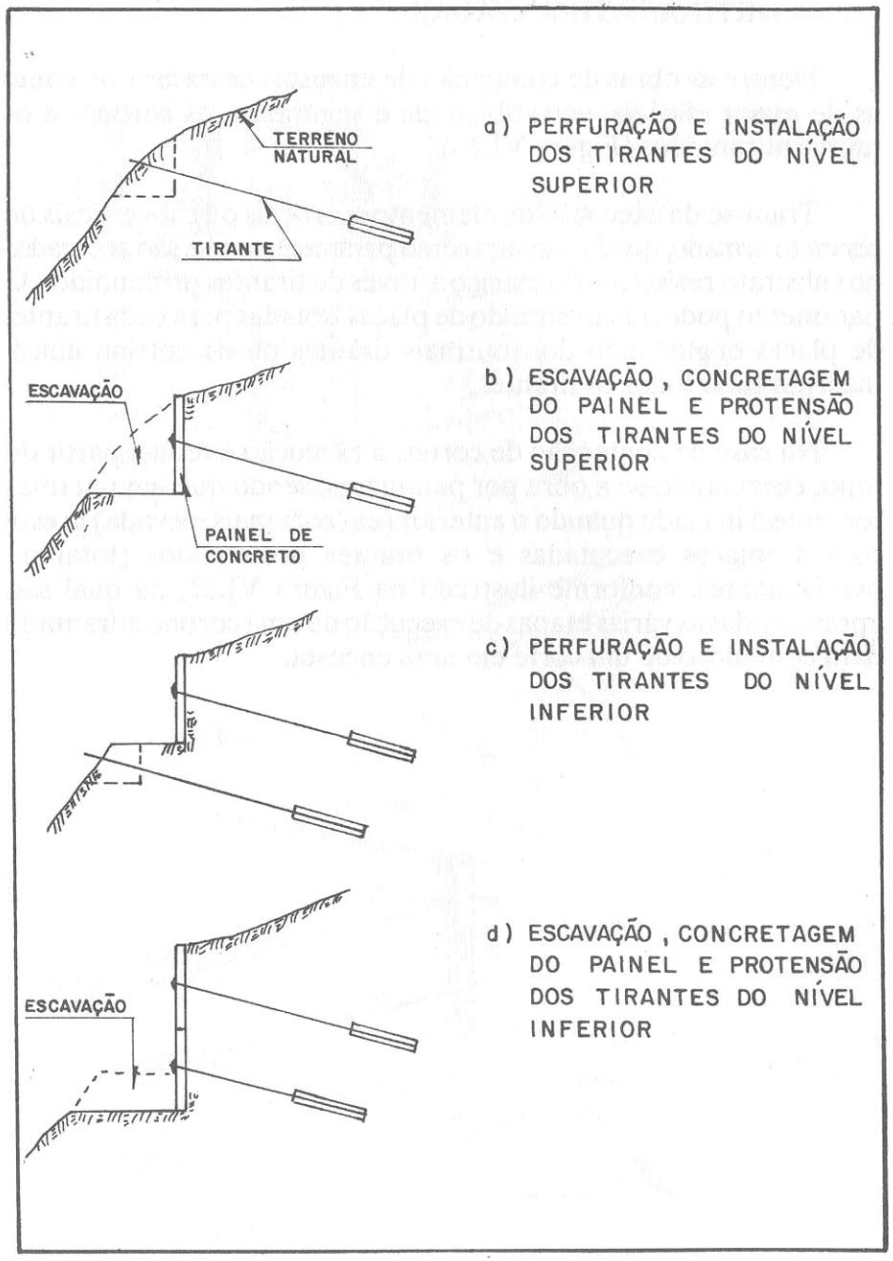


FIGURA VI.27 - Seqüência construtiva, simplificada, de cortinas atirantadas na contenção de cortes

Já no caso de contenção de aterros em encostas, o processo construtivo tem seqüência inversa, iniciando-se de baixo para cima, com execução das placas e protensão dos tirantes à medida que o aterro vai sendo alteado. Neste caso, a protensão é sempre realizada por estágios, uma vez que as placas inferiores não podem receber toda a carga de projeto dos tirantes, enquanto o aterro não estiver totalmente executado (Figura VI.28).

Mesmo no caso das contenções de cortes e taludes naturais, executadas "de cima para baixo", é usual realizar a incorporação da carga nos tirantes por estágios, especialmente pelo fato de que a protensão de cada tirante afeta os tirantes vizinhos, que tendem a ter parte de sua carga reduzida, devido às deformações introduzidas no maciço.

O uso de estruturas de contenção atirantadas exige uma única premissa básica: a presença de horizontes suficientemente resistentes e estáveis para ancoragem dos tirantes, a profundidades compatíveis. Em princípio, este tipo de obra pode ser utilizado em qualquer situação geométrica, quaisquer materiais e condições hidrológicas.

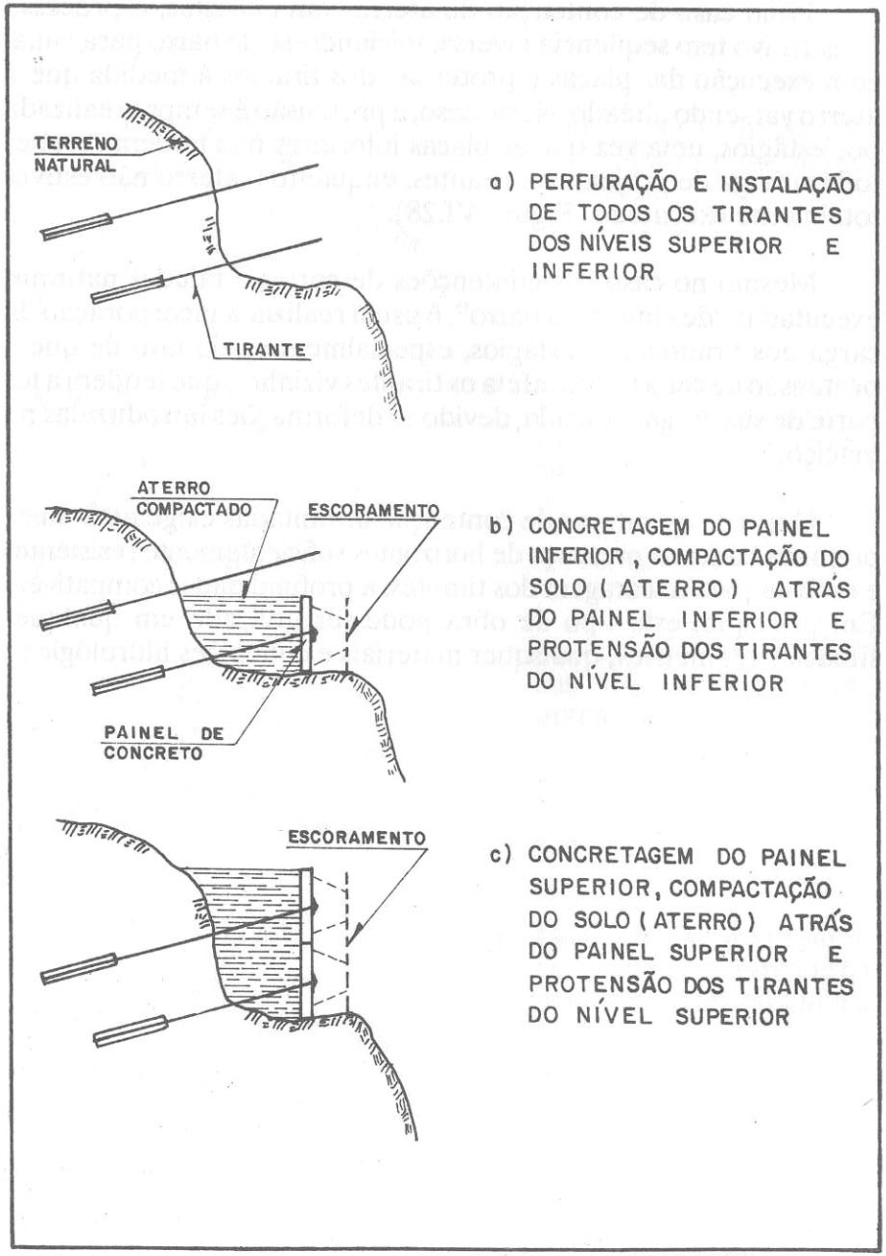


FIGURA VI.28 - Seqüência construtiva, simplificada, de cortinas atirantadas na contenção de aterros

A utilização de estruturas de contenção atirantadas em nosso meio tem se difundido nas últimas décadas, sendo atualmente um dos processos mais utilizados, apesar dos altos custos envolvidos. Trata-se de solução de elevado custo, sendo, freqüentemente, a solução mais cara quando há alternativas técnicas a considerar.

Desta forma, em todos os casos, um rigoroso estudo de alternativas deve preceder a escolha deste tipo de solução, de modo que se possa tomar as decisões quanto ao tipo de obra com real conhecimento dos fatores de custo, prazo e segurança das possíveis alternativas, situação esta que nem sempre vem ocorrendo. No caso em questão, a considerável evolução tecnológica precisa ser acompanhada de uma conscientização e racionalização dos processos de tomada de decisão, na escolha das obras mais adequadas em cada caso, e não simplesmente da escolha tecnicamente mais eficaz, porém de mais alto custo, independentemente de sua real necessidade.

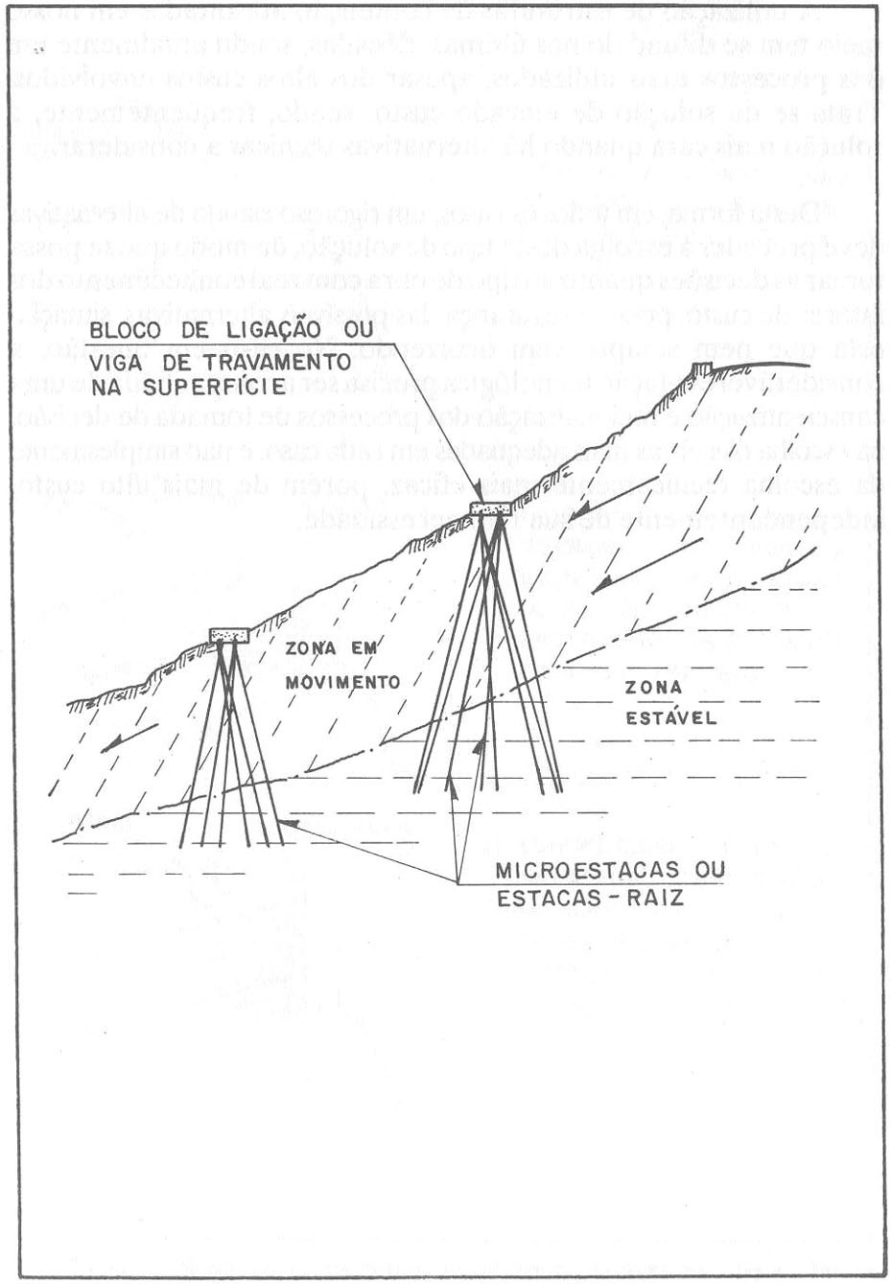


FIGURA VI.29 - Exemplo de aplicação de estacas-raiz na estabilização de taludes

4.2.3 MICROESTACAS

Para reforçar o solo *in situ*, foram desenvolvidas nas últimas décadas, técnicas que utilizam as "microestacas" ou "estacas-raiz" (os *palli radice*, na língua italiana, da primeira firma que comercializou o sistema).

O uso de microestacas em taludes naturais ou de cortes é feito pela introdução destas estacas (perfuradas, armadas e injetadas sob pressão) na forma de reticulados, conforme seção esquemática apresentada na Figura VI.29. A armadura destas estacas, assim como a cobertura de cimento ou argamassa, funciona como reforço ao maciço, otimizado pela injeção sob pressão que produz excelente aderência entre a estaca e o terreno circundante.

No Brasil, estes sistemas foram utilizados pela primeira vez na década de 70, na estabilização de encostas adjacentes à Rodovia dos Imigrantes, não tendo ocorrido, até o presente, nenhum caso de ruptura ou mau funcionamento. Por outro lado, trata-se de um processo de elevado custo, economicamente comparável apenas às contenções por tirantes e cortinas atirantadas, razão pela qual seu uso tem sido bastante restrito.

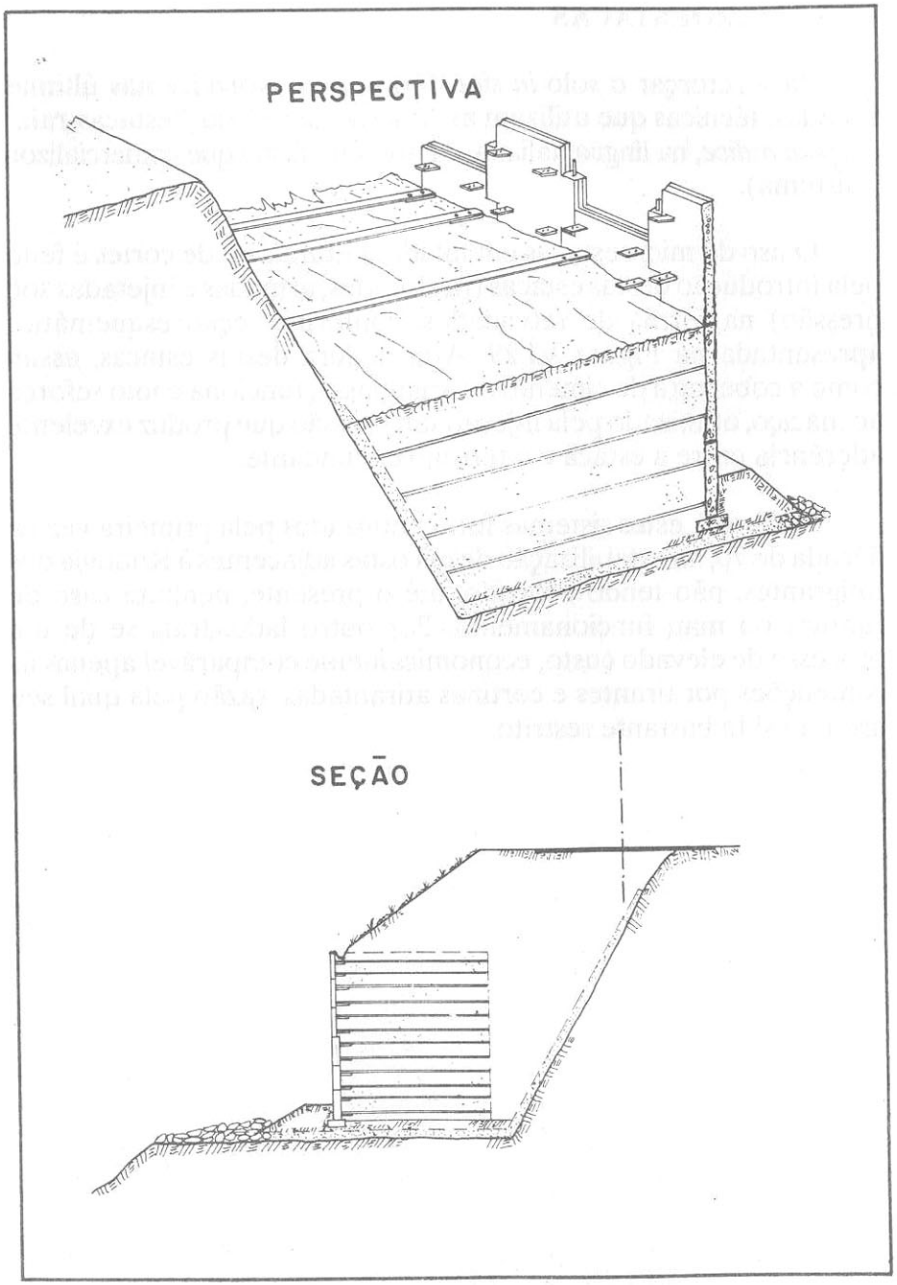


FIGURA VI.30 - Detalhes de uma "terra armada"

4.3 Soluções alternativas em aterros

No caso de aterros, muitos processos já foram desenvolvidos para reforço dos solos, através da introdução, no corpo do aterro, de elementos de materiais mais resistentes que, uma vez solicitados, passam a trabalhar em conjunto com o solo compactado.

Dos vários processos desenvolvidos, os mais conhecidos são aqueles de reforço de aterros pela introdução de fitas metálicas (como, por exemplo, o da "terra armada", patenteado) ou de geotêxteis (como os desenvolvidos pelo IPT).

4.3.1 "TERRA ARMADA"

Os maciços em "terra armada" são constituídos pela associação de solo compactado e armaduras, completada por um paramento externo composto de placas, denominado "pele" (Figura VI.30).

Os três componentes principais da "terra armada" são:

. o solo que envolve as armaduras e ocupa um espaço chamado "volume armado";
. as armaduras, elementos lineares e flexíveis que trabalham à tração e devem apresentar boa resistência à corrosão. São fixadas às "peles" por parafusos. Normalmente, são feitas de aço de galvanização especial e, no caso de obras marítimas ou obras provisórias, de alumínio, de aço inoxidável ou mesmo de aço de baixo teor de carbono;
. a "pele", que é o paramento externo, geralmente vertical. Pode ser constituído por escamas metálicas flexíveis ou por placas rígidas de concreto armado.

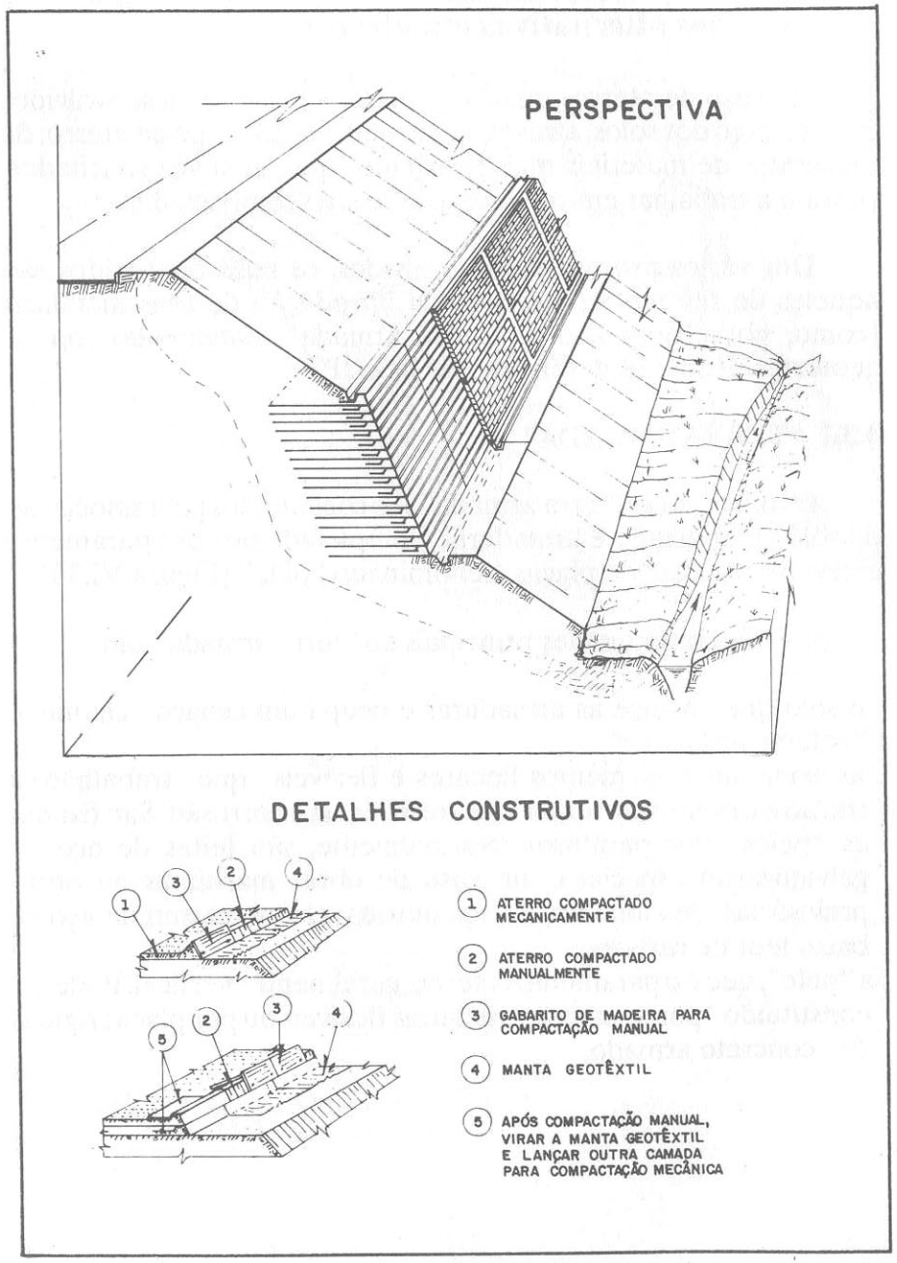


FIGURA VI.31 - Exemplo de utilização de aterro reforçado com geotêxtil e detalhes construtivos

A execução do maciço em "terra armada" é feita sob supervisão e assistência da empresa que detém a patente deste processo no Brasil.

4.3.2 ATERRO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL

É um maciço formado por uma composição básica de dois materiais: solo e mantas geotêxteis (Figura VI.31).

Este maciço funciona basicamente como uma estrutura de contenção convencional, podendo-se inclusive realizar as verificações usuais de estabilidade do conjunto, ou seja, resistência ao deslizamento na base, equilíbrio ao tombamento, verificação da capacidade de carga da fundação e segurança à ruptura geral.

Internamente, cabe às mantas geotêxteis, além do confinamento do solo junto à face externa, resistir aos esforços de tração desenvolvidos no maciço. A proteção externa (face do talude) do geotêxtil é de fundamental importância, para que o mesmo não se deteriore com a radiação solar.

As vantagens na utilização deste tipo de obra são: baixo custo, rapidez e facilidade na execução.

5 OBRAS DE DRENAGEM

As obras de drenagem têm por finalidade a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, assim como a retirada de parte da água de percolação interna do maciço.

A execução destas obras representa um dos procedimentos mais eficientes e de mais larga utilização na estabilização de todos os tipos de taludes, tanto nos casos em que a drenagem é utilizada como único recurso, quanto naqueles em que ela é um recurso adicional, utilizado conjuntamente com obras de contenção, retaludamento ou proteções diversas. Mesmo nestes últimos casos, apesar de serem comumente denominadas "obras complementares" ou "auxiliares", as obras de drenagem são de fundamental importância. Existem inúmeros registros de obras de grande importância e alto custo que foram danificadas e até totalmente perdidas, apenas pelo fato de não terem sido implantadas "obras complementares" de drenagem adequadas.

É óbvio que uma drenagem só poderá ser um processo eficiente de estabilização quando aplicada a taludes nos quais o regime de percolação é a causa principal, ou pelo menos uma causa importante, da sua instabilidade. Esta premissa é lembrada, visando reforçar o conceito da necessidade do bom entendimento dos mecanismos de instabilização de taludes, para que se possa utilizar os processos corretivos mais adequados, uma vez que mesmo obras de drenagem profunda são, às vezes, utilizadas de maneira inconveniente, resultando gastos desnecessários e nenhum benefício.

A seguir são apresentadas as soluções mais utilizadas para a drenagem, lembrando-se que para seu correto dimensionamento deve-se considerar, entre outros fatores, os índices pluviométricos, a área de contribuição e as características dos materiais por onde escoam as águas a serem drenadas.

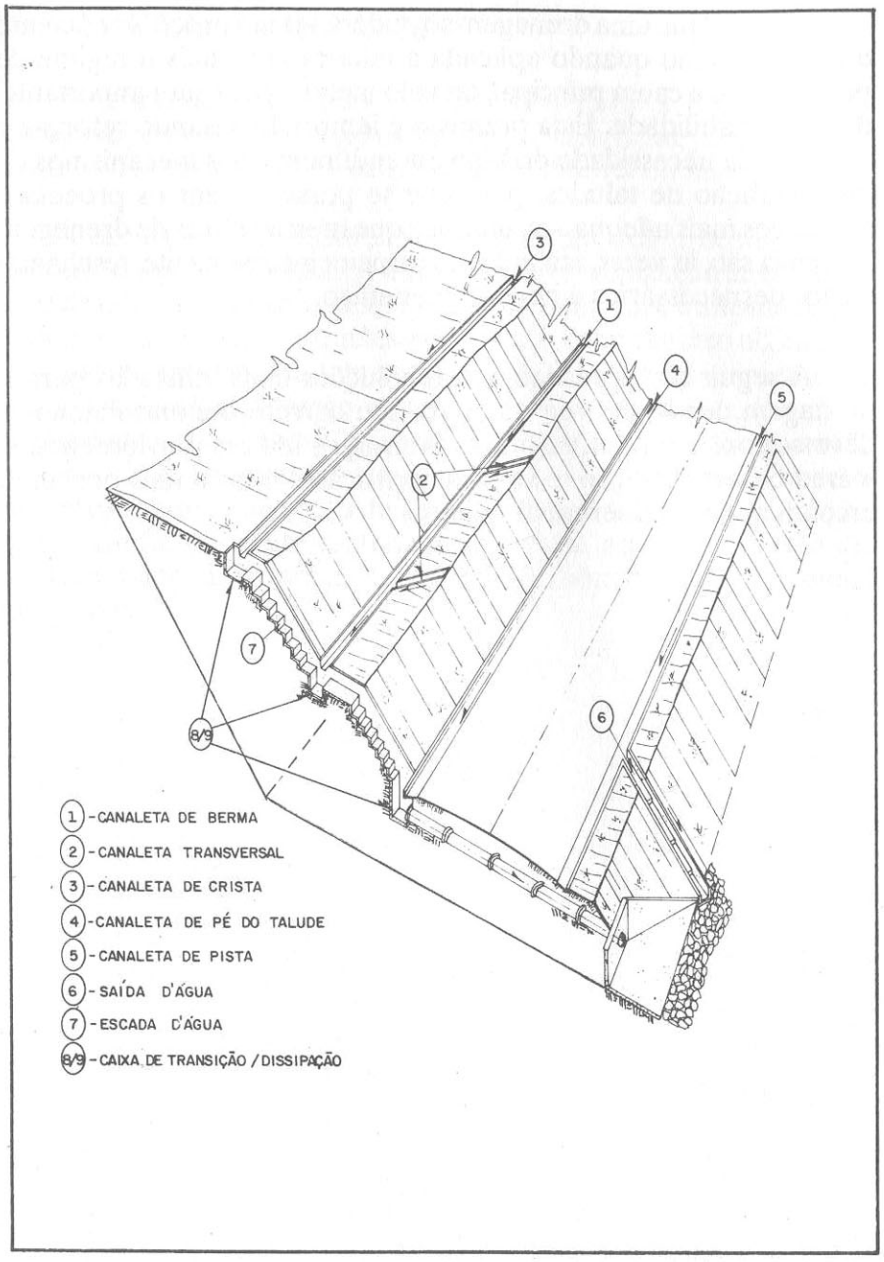


FIGURA VI.32 - Indicação dos diversos dispositivos de um sistema de drenagem superficial

5.1 Drenagem superficial

Com a drenagem superficial pretende-se, basicamente, realizar a captação do escoamento das águas superficiais através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de captação e, em seguida, conduzir estas águas para local conveniente. Através da drenagem superficial evitam-se os fenômenos de erosão na superfície dos taludes e reduz-se a infiltração da água nos maciços, resultando uma diminuição dos efeitos danosos da saturação do solo sobre a sua resistência (Figuras VI.32 e VI.33).

A execução de obras de drenagem superficial é um daqueles procedimentos que, no caso da estabilização de taludes naturais ou de cortes, representa elevada relação benefício/custo, uma vez que, com investimentos bastante reduzidos, conseguem-se excelentes resultados e, em muitos casos, basta a realização destas obras, ou então a sua associação com medidas de proteção superficial, para a completa estabilização dos taludes.

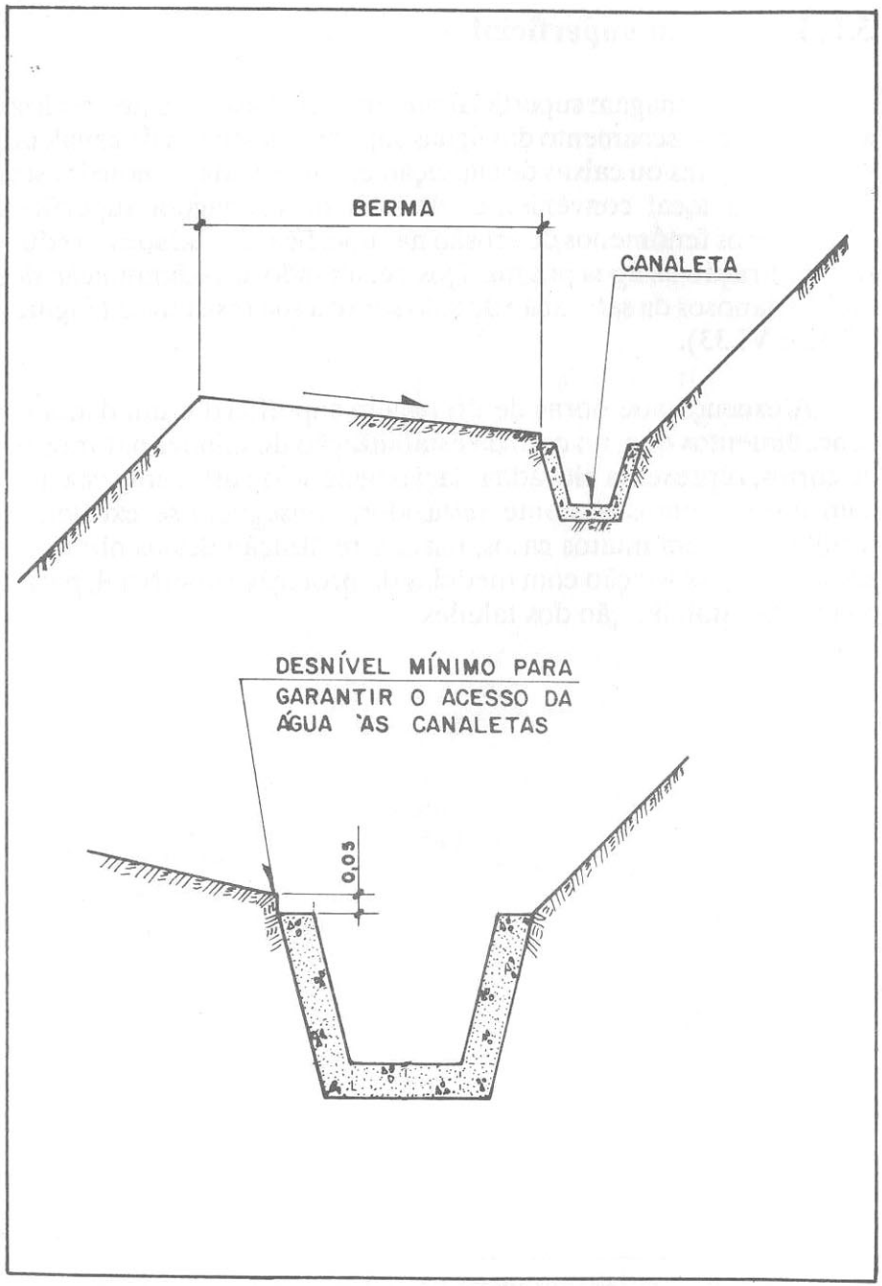


FIGURA VI.33 - Detalhes de uma canaleta de drenagem superficial

De uma maneira geral, as obras de drenagem superficial são constituídas por canaletas ou valetas de captação das águas do escoamento superficial e por canaletas, "escadas d'água" ou tubulações para sua condução até locais adequados.

De trechos em trechos, assim como nos locais de mudança do fluxo ou de conexão de linhas, são instalados dissipadores de energia ou elementos de proteção, objetivando reduzir a força erosiva das águas, evitar o transbordamento dos condutos e impedir a formação de bloqueios ou obstruções. Comumente, os sistemas de drenagem superficial são associados a serviços de proteção superficial dos taludes e das bermas, tais como revestimentos impermeabilizantes (imprimação asfáltica, argamassamento ou aplicação de concreto projetado) ou revestimentos vegetais (principalmente por gramíneas).

Finalizando, cabe ressaltar que os sistemas de drenagem superficial são imprescindíveis nos taludes de corte e aterro recém-implantados, na medida em que reduzem ou até impedem a evolução dos processos erosivos superficiais a que estes tipos de taludes estão especialmente sujeitos.

5.1.1 CANALETAS LONGITUDINAIS DE BERMA

São canais construídos no sentido longitudinal das bermas (patamares) dos taludes de corte e aterro, e têm por finalidade coletar as águas pluviais que escoam nas superfícies destes taludes.

A posição relativa das bermas, e portanto das canaletas, deve ser tal que a velocidade das águas superficiais que escoam pela superfície do talude não atinja valores excessivos, evitando, desta forma, a erosão dos taludes e limitando a infiltração nas bermas. O valor "crítico" da velocidade de escoamento é função do tipo e da erodibilidade do material no qual foi executado o talude. Os valores de infiltração são função da área, da inclinação e do material do talude.

As canaletas longitudinais devem ter uma inclinação de modo a facilitar o escoamento das águas captadas. Essa inclinação é, em geral, igual à da berma. Sempre que possível, deve existir compatibilidade entre a inclinação longitudinal e transversal da berma, para evitar que a água escoe sem ser coletada pela canaleta (a transversal deve ser sempre maior que a longitudinal). Porém, quando a inclinação longitudinal não puder ser menor que a inclinação transversal, deverão ser executadas canaletas transversais.

As canaletas podem ter seções trapezoidais, retangulares ou triangulares, podendo ser executadas em concreto moldado *in loco*, ou revestidas com material betuminoso ou com pedra rejuntada. Pode-se utilizar também canaletas pré-moldadas de concreto, geralmente com seção em meia cana (neste último caso, os cuidados devem ser redobrados na sua implantação para evitar defeitos ou possibilidades de desconexão nos rejuntes e defeitos no assentamento).

Deve-se salientar que, qualquer que seja a seção, as abas das canaletas deverão estar abaixo do nível do terreno natural, em toda sua extensão, para garantir o acesso da água às canaletas.

5.1.2 CANALETAS TRANSVERSAIS DE BERMA

São canais construídos no sentido transversal das bermas de equilíbrio dos taludes de corte e aterro, e têm por finalidade evitar que as águas pluviais que atingem a berma escoem longitudinalmente, e não pela canaleta longitudinal. Tal fato é bastante comum em bermas onde a inclinação longitudinal é bastante significativa, o que pode provocar o aparecimento de sulcos de erosão. Tais sulcos podem danificar ou até destruir as canaletas longitudinais, e, conseqüentemente, todo o sistema de drenagem, ou mesmo causar a ruptura do talude.

Os cuidados na execução e tipos de seção são iguais aos citados anteriormente para as canaletas longitudinais.

5.1.3 CANALETAS DE CRISTA

São canais construídos próximos à crista de um talude de corte, para interceptar o fluxo de água superficial proveniente do terreno a montante, evitando que este fluxo atinja a superfície do talude de corte, evitando, assim, a erosão nesta superfície.

Além dos cuidados mencionados anteriormente, deve-se lembrar que nos locais de descarga das canaletas devem ser tomadas precauções quanto à dissipação de energia, de forma a evitar que a água escoada provoque erosões, ou inicie processos de rupturas remontantes.

Excepcionalmente, em solos pouco erodíveis, podem ser executadas canaletas de crista sem revestimento (valetas).

5.1.4 CANALETAS DE PÉ (BASE)

São canais construídos no pé (ou base) dos taludes de corte ou aterro, para coletar as águas superficiais provenientes da superfície destes taludes. Estas canaletas impedem que se iniciem processos erosivos junto ao pé dos taludes, que podem vir a descalçá-los e instabilizá-los.

Os cuidados na execução e tipos de seção são os já descritos nos itens anteriores.

5.1.5 CANALETAS DE PISTA

São canais construídos lateralmente à pista, acompanhando a declividade longitudinal da rodovia, com o objetivo de captação das águas superficiais provenientes da pista ou da plataforma lateral.

Geralmente, têm seção triangular em "L" e são executadas em concreto moldado *in loco*.

5.1.6 SAÍDAS LATERAIS

São canais construídos junto e obliquamente às canaletas de pista, em intervalos que variam em função do tamanho e declividade da plataforma, da existência de bueiros e linhas de talvegue, tendo por objetivo interceptar as águas das canaletas e encaminhá-las para as drenagens naturais ou para os bueiros próximos. Calcula-se seu espaçamento para evitar um acúmulo de água nas canaletas de pista, o que pode causar graves conseqüências ao tráfego.

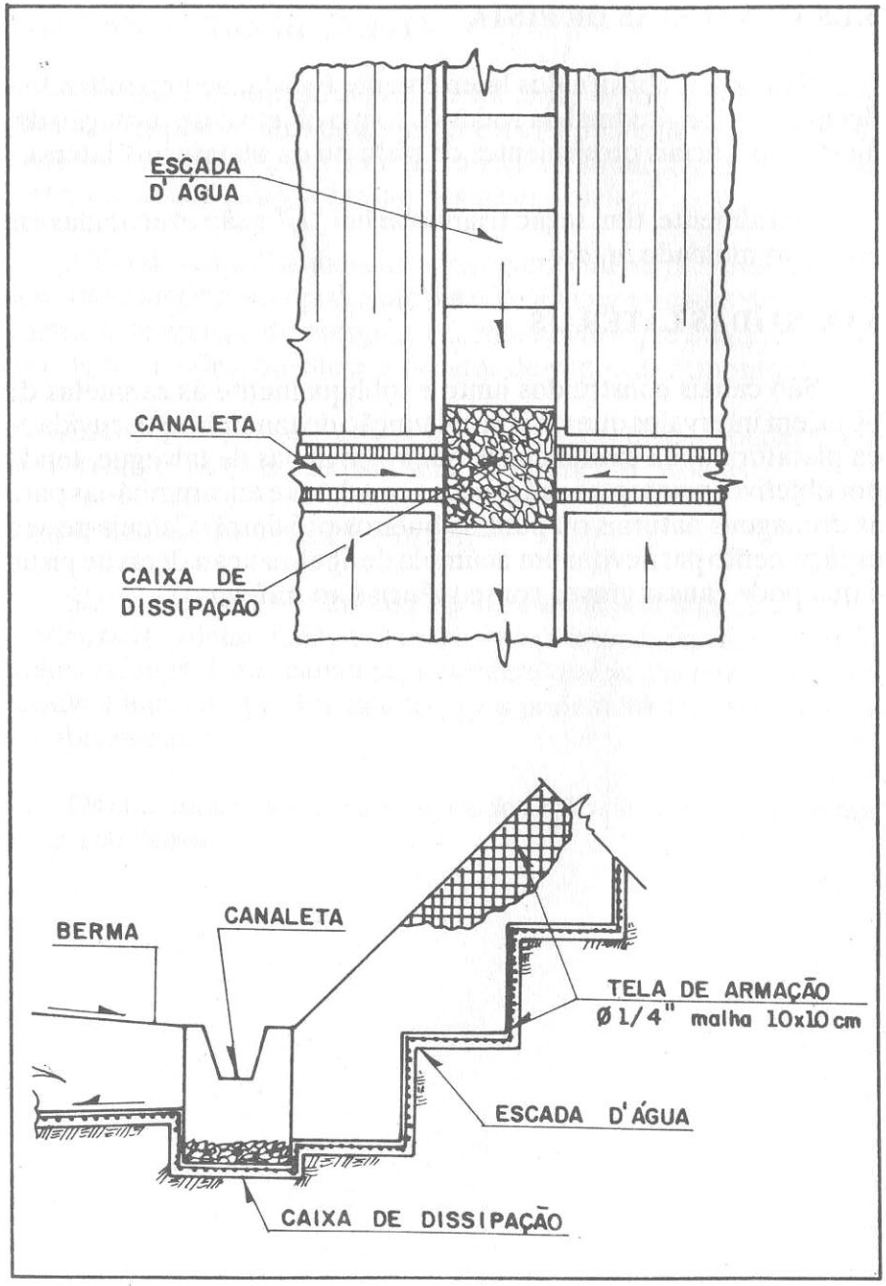


FIGURA VI.34 - Detalhes de uma escada d'água

5.1.7 ESCADAS D'ÁGUA

São canais construídos em forma de degraus, nos taludes de corte ou aterro, geralmente segundo a linha de maior declive do talude. Servem para coletar e conduzir as águas superficiais captadas pelas canaletas, sem que atinjam velocidades de escoamento elevadas (Figura VI.34).

As abas das escadas d'água devem ser executadas em concreto armado, moldado *in loco*. No caso de aterros, deve ser armado, também, o piso de concreto das escadas d'água, pois é comum um certo acomodamento do aterro ao longo do tempo.

As abas das escadas d'água devem ser executadas acompanhando o perfil do terreno, de forma a permitir a entrada de água em toda sua extensão. Deve-se garantir uma altura mínima de 50 cm entre o degrau e o terreno natural e, também, fazer acertos neste terreno, previamente compactado em uma faixa de 50 cm de cada lado da escada, de modo a garantir que a água seja conduzida à escada, pois, uma vez formados sulcos de erosão paralelos à escada, o fenômeno se desenvolve rapidamente, até a completa inutilização da escada d'água por descalçamento.

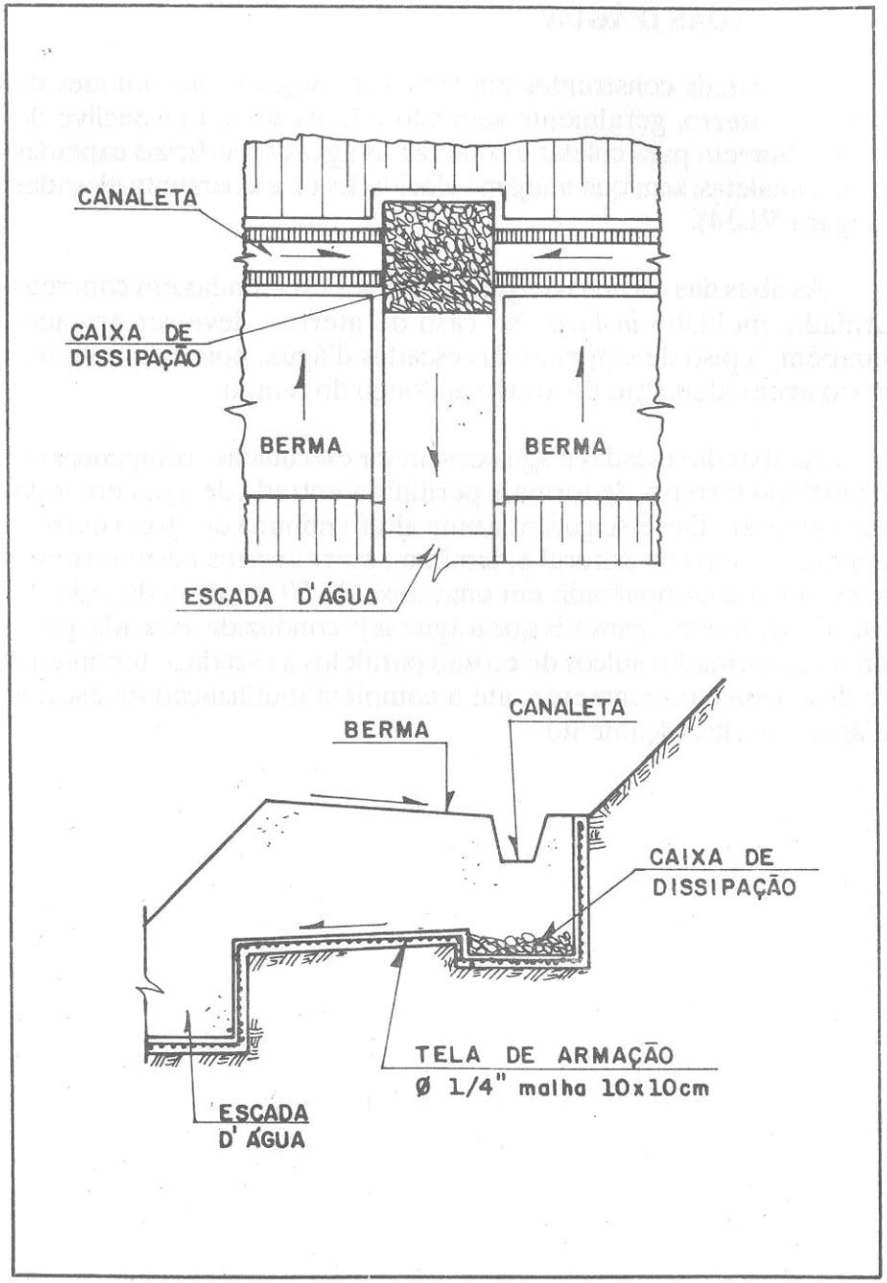


FIGURA VI.35 - Detalhes de uma caixa de dissipação

5.1.8 CAIXAS DE DISSIPAÇÃO

São caixas, em geral de concreto, construídas nas extremidades das escadas d'água e canaletas de drenagem, para dissipação da energia hidráulica das águas coletadas, evitando, desta forma, velocidades elevadas de escoamento, que podem provocar erosão do solo no ponto de lançamento da água, ou às margens da canaleta, se houver extravasão, além de provocar desgaste acentuado do material de revestimento (Figura VI.35).

5.1.9 CAIXAS DE TRANSIÇÃO

São caixas, em geral de concreto, construídas nas canaletas e escadas d'água, nas mudanças bruscas de direção de escoamento, e na união de canaletas de seções transversais distintas. Além de direcionar melhor o encaminhamento das águas, possibilita a dissipação da energia hidráulica e, conseqüentemente, a redução de velocidade, impedindo, assim, que ocorram desgastes excessivos no concreto.

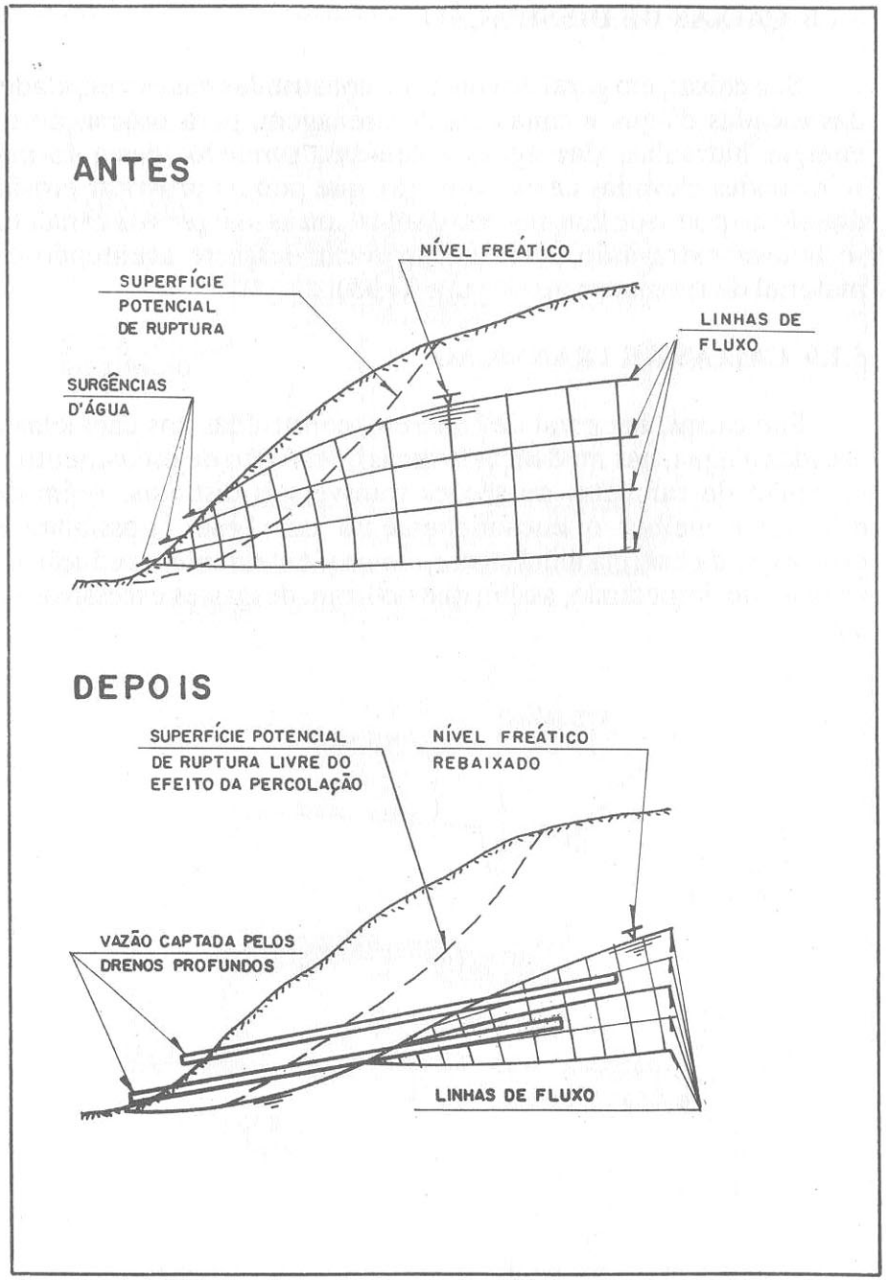


FIGURA VI.36 - Estabilização de um talude por drenagem profunda

5.2 Drenagem profunda

A drenagem profunda objetiva, essencialmente, promover processos que redundem na retirada de água da percolação interna do maciço (do fluxo através dos poros de um maciço terroso ou através de fendas e fissuras de um maciço rochoso ou saprolítico), reduzindo a vazão de percolação e as pressões neutras intersticiais. Obviamente, à retirada de água do maciço estarão associadas, necessariamente, obras de drenagem superficial, visando coletar e direcionar esse fluxo de água drenado do interior do maciço (Figura VI.36).

A drenagem profunda pode ser realizada por drenos sub-horizontais, cujo funcionamento se dá por fluxo gravitacional, poços de alívio (com ou sem bombeamento da água), ponteiras (com bombeamento por sucção), trincheiras drenantes ou galerias. Em encostas naturais e taludes de corte, os processos mais empregados são os que utilizam drenos sub-horizontais (também conhecidos por "drenos horizontais profundos" - DHP), geralmente de pequeno diâmetro e executados em grande número. Além dos drenos profundos, utilizam-se outros processos para drenar o fluxo de água do interior dos maciços terrosos e rochosos, tais como trincheiras drenantes executadas junto ao pé de uma massa instável e galerias de drenagem.

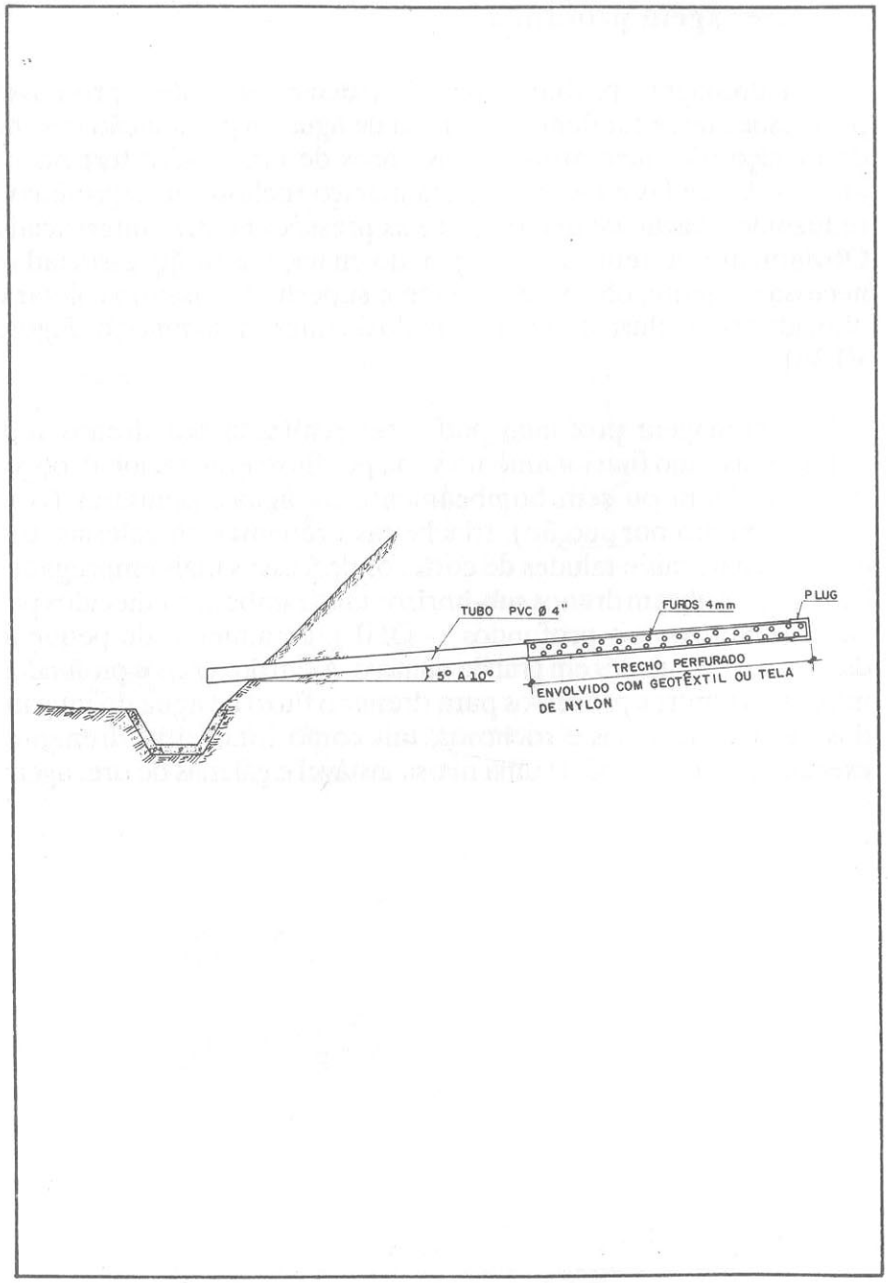


FIGURA VI.37 - Detalhe de um dreno sub-horizontal profundo - DHP

5.2.1 DRENOS SUB-HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHP)

São tubos de drenagem, geralmente de PVC rígido, com diâmetros entre 25 e 76 mm, instalados em perfurações sub-horizontais (NX ou BX), e têm por finalidade a captação de parte da água de percolação interna de aterros ou cortes saturados. Também são utilizados, com bastante sucesso, na estabilização de massas de tálus, e como drenos auxiliares em obras de contenção onde o processo construtivo não permite a execução de barbacãs (com a utilização de filtros de transição).

Durante as perfurações, deve-se evitar, tanto quanto possível, desvios no alinhamento previsto em projeto, devido a camadas mais resistentes ou presença de matacões.

Os tubos devem ter a extremidade interna obturada e a extremidade externa livre com pelo menos 1 m para fora da superfície do terreno ou estrutura de contenção.

O trecho perfurado dos tubos deve ser envolvido com geotêxtil ou tela de nylon, que funciona como filtro, evitando a colmatação e o carreamento do solo (Figura VI.37).

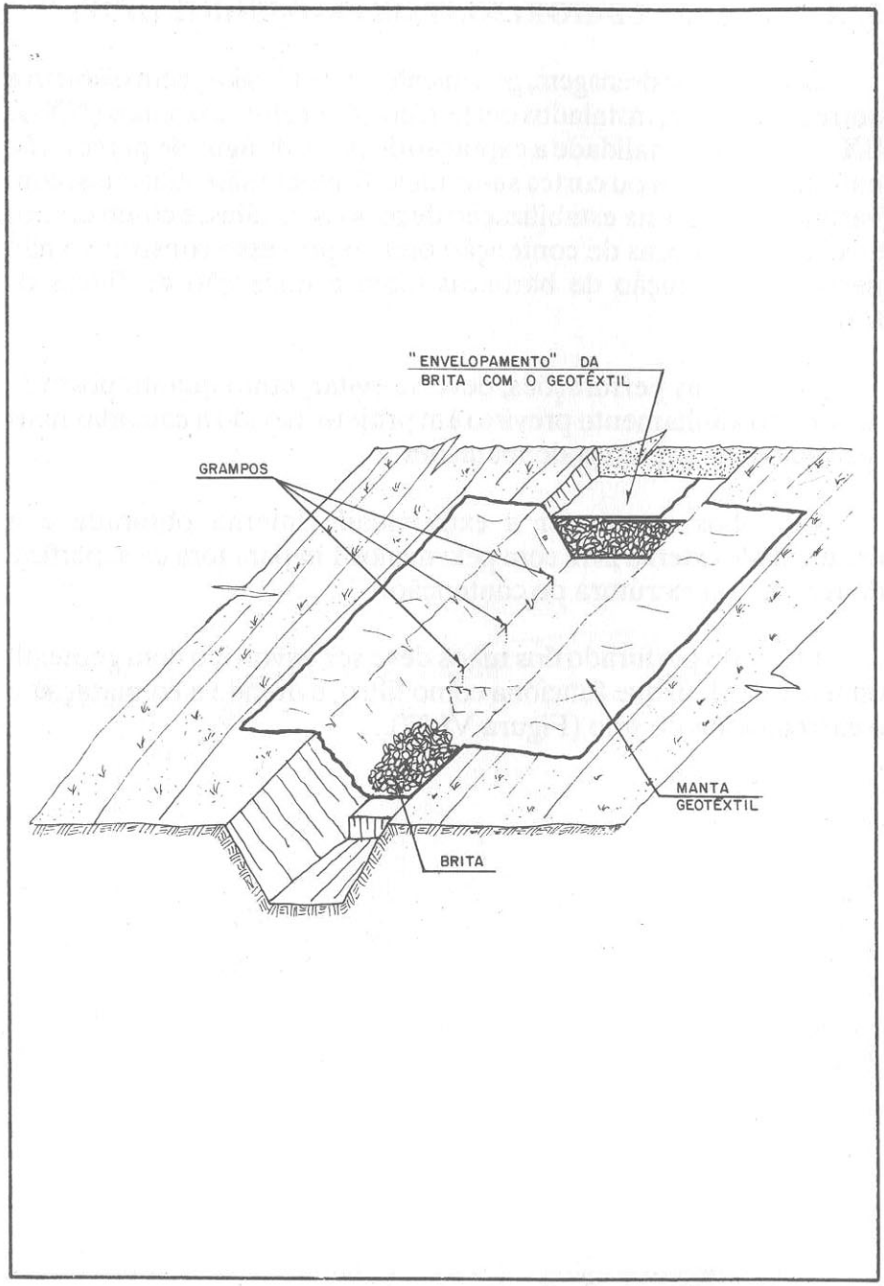


FIGURA VI.38 - Detalhe de uma trincheira drenante

5.2.2 TRINCHEIRAS DRENANTES

São drenos enterrados, utilizados tanto para captar a água que percola pelo maciço de solo como para conduzir esta água até pontos de captação e/ou lançamento à superfície.

Utilizam-se trincheiras drenantes com freqüência associadas às pistas de rodovias, longitudinalmente junto às bordas do pavimento, com o objetivo de impedir a subida do nível d'água (N.A.) no subleito do pavimento.

Em taludes de cortes e no preparo da fundação de aterros também são usadas freqüentemente em trechos úmidos ou com surgências d'água. Nestes casos, as trincheiras captam a água percolada pelo maciço, evitando que ela aflore e escoe na superfície e, por conseguinte, impedindo a ocorrência de erosões ou de rupturas superficiais que, em caso contrário, costumam ocorrer.

Antigamente, as trincheiras drenantes eram executadas com núcleo de brita ou cascalho envolto com areia (material de filtro). Atualmente, utilizam-se geotêxteis como elemento filtrante, o que torna o processo construtivo muito mais rápido e eficiente, conforme mostrado na Figura VI.38.

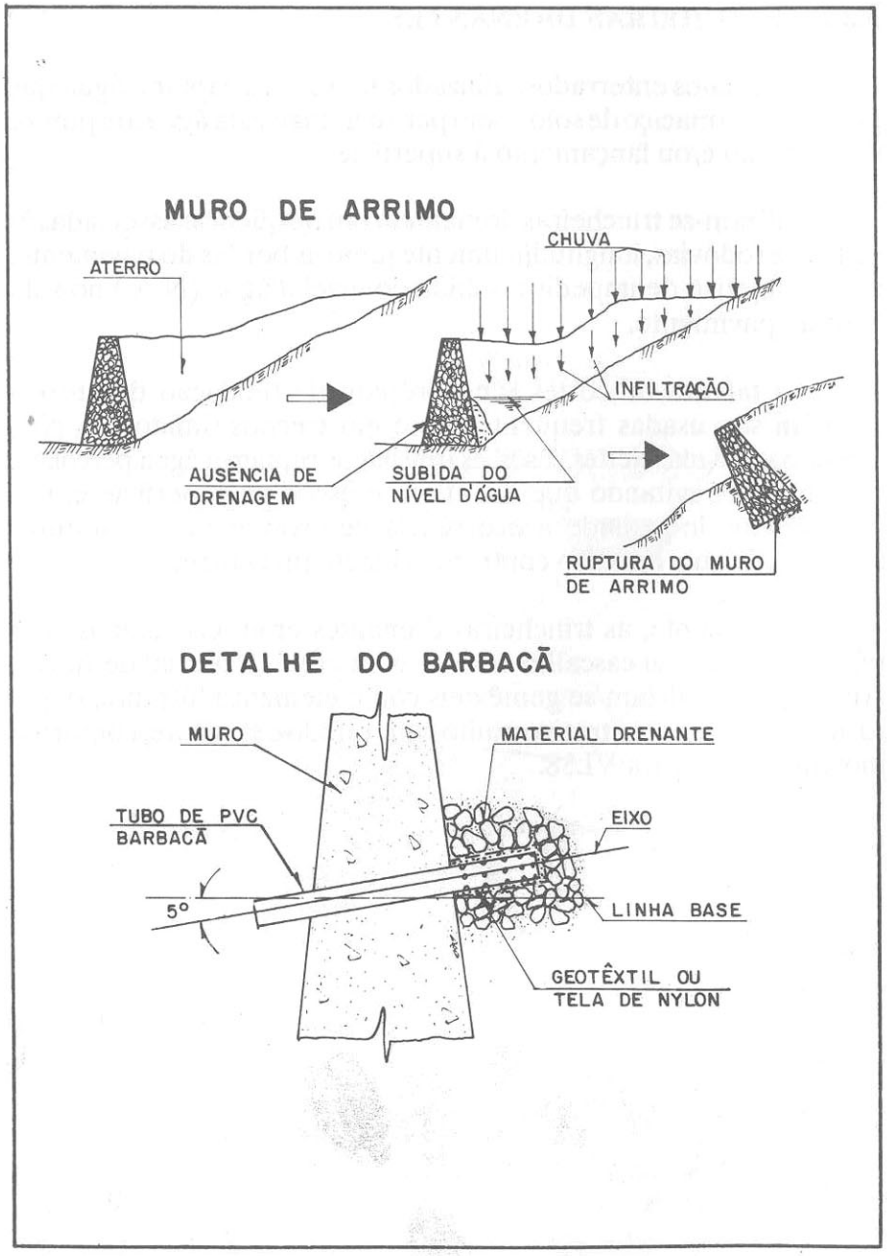


FIGURA VI.39 - Ruptura de um muro de arrimo causada por ausência de drenagem e detalhe de um barbacã

5.2.3 BARBACÃS

São tubos sub-horizontais curtos instalados em muros de concreto ou de pedra rejuntada, para coletar águas subterrâneas dos maciços situados a montante dos muros, rebaixando o nível do "lençol freático" junto ao muro e reduzindo o desenvolvimento de subpressões nas paredes internas do muro. Podem também ser utilizados como saída de drenos existentes, atrás das estruturas de contenção.

Observar na Figura VI.39 a ruptura de um muro de arrimo causada pela ausência de drenagem, que motivou um acréscimo no empuxo devido ao acúmulo de água no maciço arrimado. Este exemplo esquemático simplista pode parecer exagerado, porém são inúmeros os muros de arrimo e outras obras de contenção que já sofreram ruptura por mau funcionamento ou até inexistência de sistema de drenagem interno.

Mesmo obras de elevado custo, como cortinas atirantadas, têm rompido por este motivo; só na Seção de Taludes do IPT foram analisados três casos deste tipo nos últimos anos.

Quem projeta ou executa obras de contenção não deve facilitar - A drenagem nunca pode ser esquecida ou mesmo descuidada!

6 OBRAS DE PROTEÇÃO SUPERFICIAL

As obras de proteção superficial desempenham um papel extremamente importante na estabilização de taludes de corte ou aterro, pois sua função é impedir a formação de processos erosivos e diminuir a infiltração de água no maciço através da superfície exposta do talude.

Os tipos de proteção superficial apresentados a seguir foram subdivididos de acordo com a utilização de materiais naturais ou artificiais.

Lembra-se que, sempre que possível, devem ser privilegiadas as soluções que utilizam materiais naturais, por serem, em geral, mais econômicas, em especial as que utilizam materiais abundantes na própria região.

6.1 Proteção superficial com materiais naturais

6.1.1 COBERTURA VEGETAL DE MÉDIO A GRANDE PORTE

Em trechos de encostas em que a vegetação natural tenha sido removida e que mostrem alto risco de ocorrência de escorregamentos, uma solução bastante interessante é a implantação de uma cobertura vegetal funcionalmente similar àquela anteriormente existente.

De maneira simplificada, a cobertura vegetal tem como funções principais: aumentar a resistência das camadas superficiais de solo pela presença das raízes; proteger estas camadas contra a erosão superficial; e reduzir a infiltração da água no solo através dos troncos, galhos e folhas.

Para que esta cobertura vegetal realmente cumpra suas funções, deverá atender aos seguintes requisitos mínimos:

. apresentar crescimento rápido, constituindo formação arbórea de médio a grande porte e revestindo o terreno durante todas as estações;
. desenvolver raízes resistentes e que formem uma trama bem desenvolvida e de longo alcance;
. adaptar-se às condições climáticas locais e ser de fácil obtenção, seja no comércio ou por reprodução local;
. não apresentar maiores atrativos (frutos, lenha, materiais de construção) que induzam ao acesso e à utilização da área;
. ser composta por mais de uma espécie, para evitar as desvantagens de formações monoculturais (comportamento sazonal homogêneo e eventual ataque destrutivo de pragas).

6.1.2 COBERTURA VEGETAL COM GRAMÍNEAS

O fenômeno da erosão superficial passa a ser muito grave em aterros mal compactados e em taludes de cortes ou cicatrizes de escorregamentos, quando os solos são mais erodíveis. Os solos siltosos, por vezes muito micáceos, resultantes da intemperização de rochas metamórficas, são especialmente suscetíveis aos fenômenos erosivos.

Neste caso, o efeito da vegetação deve ser o de travar os solos a pequenas profundidades (10 a 20 cm), oferecendo-lhes uma cobertura a mais densa e homogênea possível, o que diminuirá o escoamento da água diretamente sobre o solo. Para esta finalidade, costuma-se lançar mão de espécies gramíneas e leguminosas de crescimento rápido.

As técnicas de aplicação da cobertura vegetal com gramíneas são bastante diferenciadas. A escolha da espécie de gramínea mais adequada depende de fatores como: tipo de solo, inclinação do talude e condições climáticas. Dentre estas técnicas destacam-se:

. *Hidrossemeadura*: processo pelo qual sementes de gramíneas, leguminosas ou outros vegetais são lançados sobre o talude em meio aquoso, que contém ainda um elemento fixador (adesivo) e nutrientes (adubos). Desta forma, atingem-se maiores áreas em curto espaço de tempo e a custos relativamente baixos. Sua eficiência depende muito das condições climáticas (chuvas excessivas "lavam" as sementes do talude e condições muito secas não permitem sua germinação/crescimento) e das características de fertilidade do solo (pois não é implantada nenhuma camada adicional de solo fértil no talude).

. *Plantio de mudas*: no caso de revestimento de taludes com gramíneas, também pode-se usar o processo de plantio de mudas, revestindo-se a superfície do terreno com uma camada de solo fértil ("terra vegetal"). A aplicação fica restrita a inclinações brandas, pois, caso contrário, as águas das chuvas provocam o escorrimento do material de cobertura (taludes de até $1^V:2^H$).

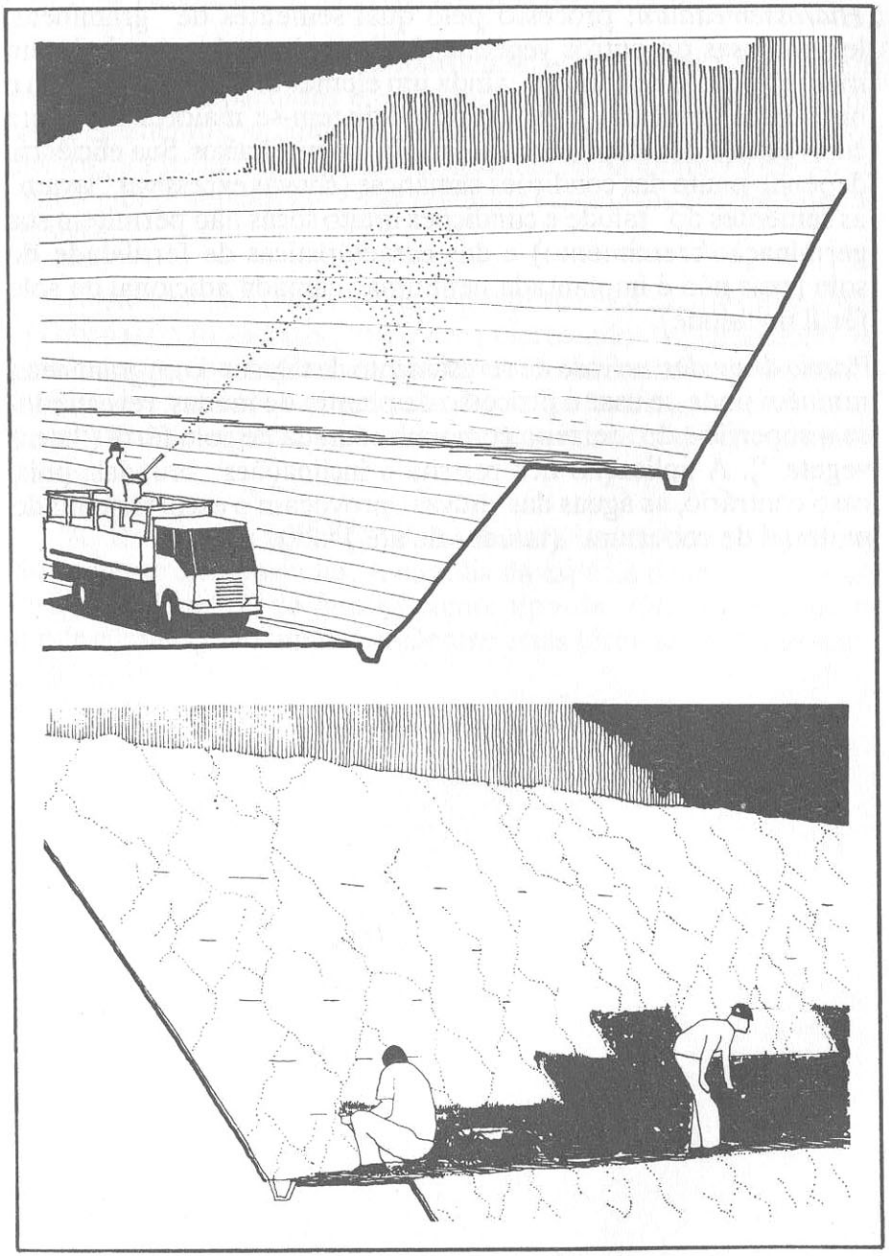


FIGURA VI.40 - Aplicação de cobertura vegetal (gramíneas) por hidrossemeadura e grama em placas

. *Revestimento com grama em placas*: processo muito utilizado para o revestimento de taludes de cortes e aterros, quando se deseja uma rápida cobertura, com a máxima eficiência. Neste caso, a grama é obtida em gramados plantados e, posteriormente, recortada em placas com cerca de 30 a 50 cm de largura e cuja espessura inclui o solo enraizado (cerca de 5 a 8 cm). A aplicação nos taludes é feita, geralmente, sobre uma delgada camada de solo fértil ("terra vegetal") pré-colocada, de forma que as placas de grama cubram total e uniformemente a superfície. Em taludes com inclinações superiores a $1^V:2^H$, fixam-se as placas pela cravação de estaquinhas de madeira ou bambu, podendo-se também utilizar telas plásticas, fixadas por grampos.

Deve-se salientar que, qualquer que seja a técnica adotada, sua execução deve ser feita imediatamente após a conclusão dos serviços de terraplenagem, sendo posteriormente objeto de acompanhamento e manutenção, o que garantirá o sucesso esperado (Figura VI.40).

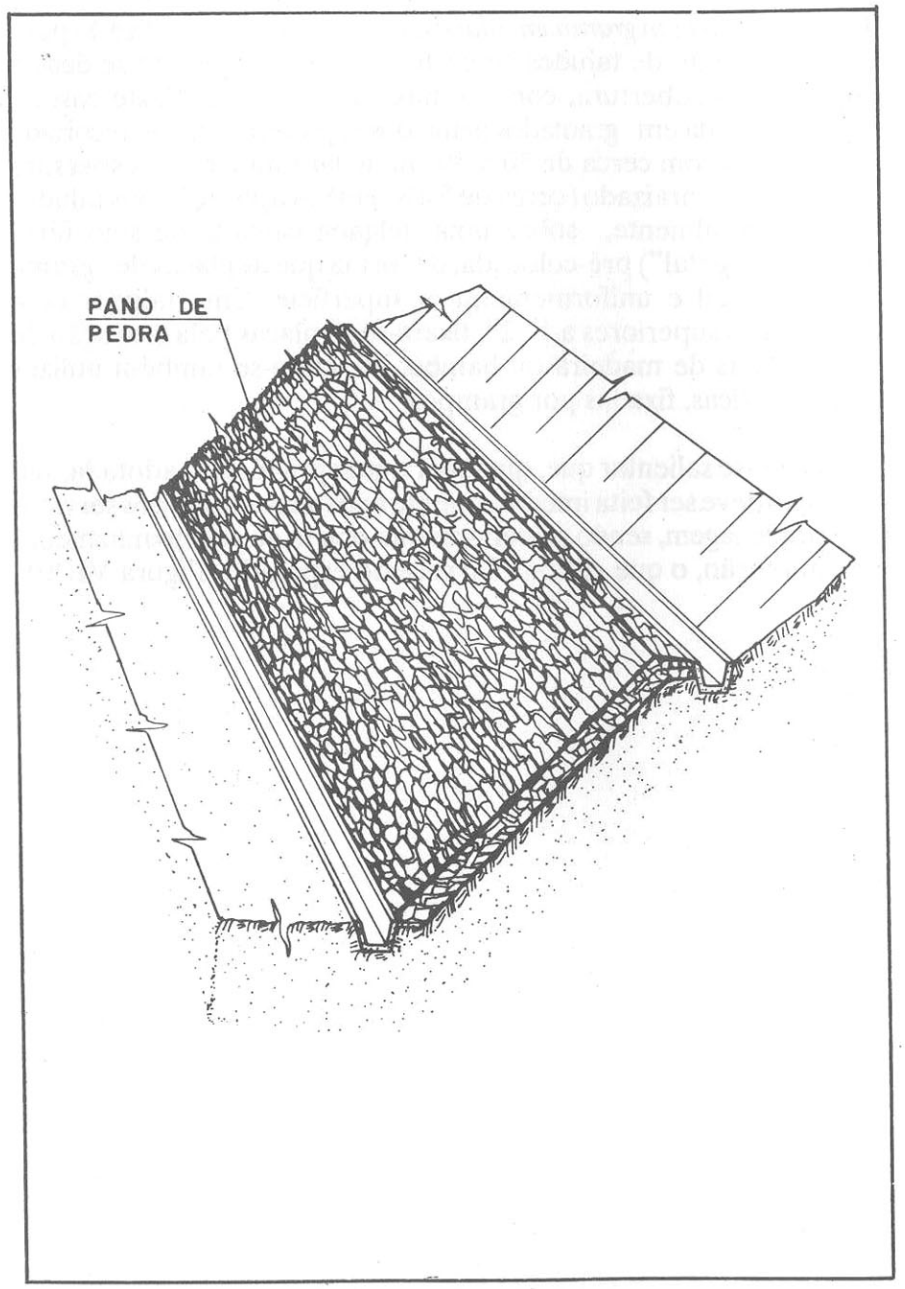


FIGURA VI.41 - Proteção superficial com "pano de pedra"

6.1.3 PROTEÇÃO COM "PANO DE PEDRA"

Constitui-se basicamente no revestimento do talude com blocos de rocha talhados em forma regular e tamanho conveniente para o transporte e colocação manual. Estes blocos são arrumados sobre o talude e geralmente rejuntados com argamassa, protegendo-o assim da erosão (Figura VI.41).

O assentamento dos blocos deve ser executado de modo a se conseguir o maior travamento possível na interface pano de pedra/ solo; assim, deve-se cravar a face mais aguda do bloco na superfície a ser protegida.

Quando os blocos forem rejuntados com argamassa, devem ser instalados drenos tipo barbacã.

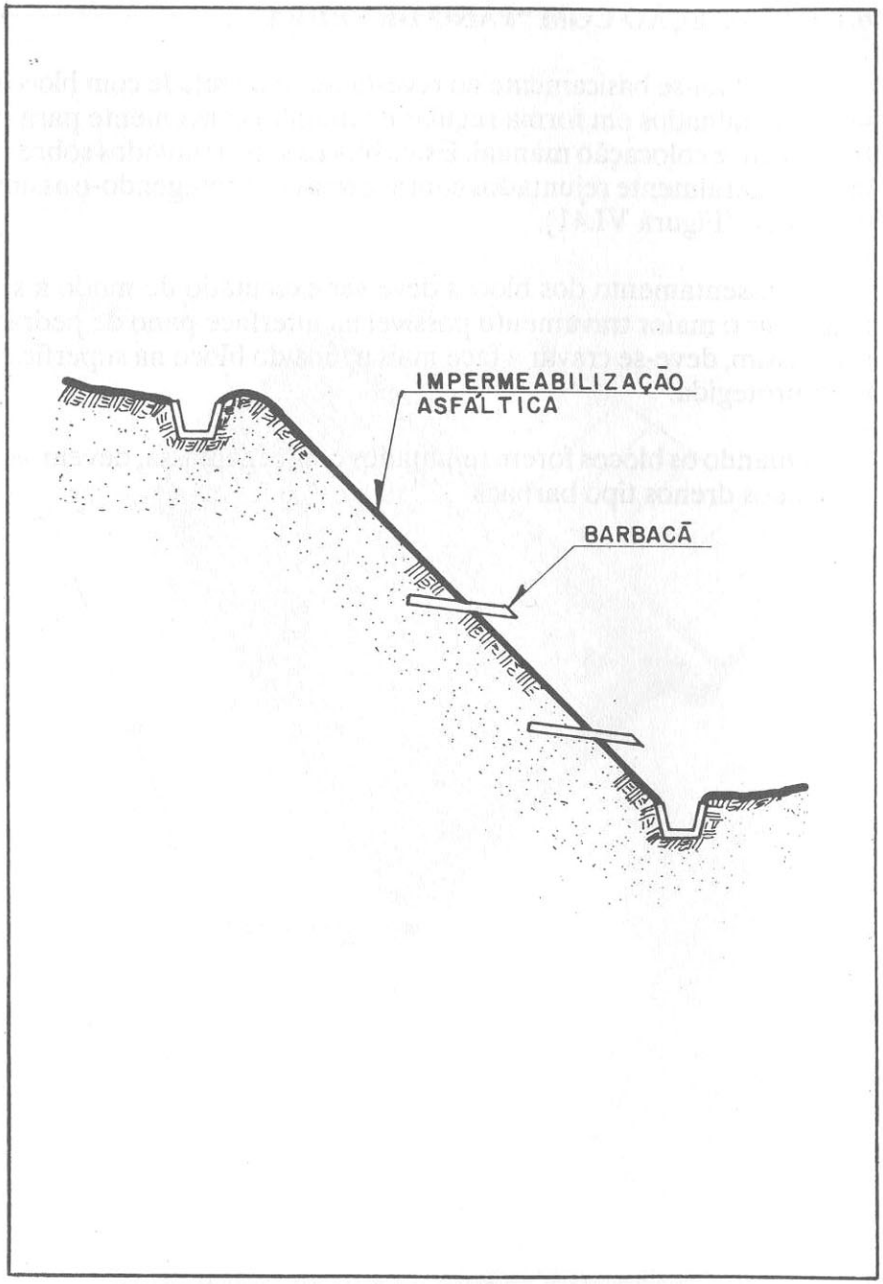


FIGURA VI.42 - Exemplo de imprimação asfáltica

6.2 Proteção superficial com materiais artificiais

6.2.1 PROTEÇÃO COM IMPRIMAÇÃO ASFÁLTICA

É uma das técnicas mais difundidas, utilizadas há muitas décadas, e extremamente eficiente para evitar a erosão e a infiltração da água, quando bem aplicada sobre superfície firme e isenta de material solto.

Consiste na aplicação de uma camada delgada de asfalto diluído a quente ou em emulsão, por rega ou aspersão. Apresenta, no entanto, dois inconvenientes graves: deteriora-se sob influência da insolação, exigindo reparos e manutenção periódicos, e apresenta péssimo aspecto visual, sendo evitada nos locais em que é desejável manter ou recompor uma paisagem agradável.

Quando da sua aplicação, a superfície do talude deve ser aplainada, removendo-se todo o material solto, qualquer resíduo vegetal ou orgânico e devem ser instalados drenos tipo barbacã, regularmente espaçados por toda a superfície, evitando-se o desenvolvimento de subpressões localizadas, que tendem a favorecer o desplacamento da cobertura (Figura VI.42).

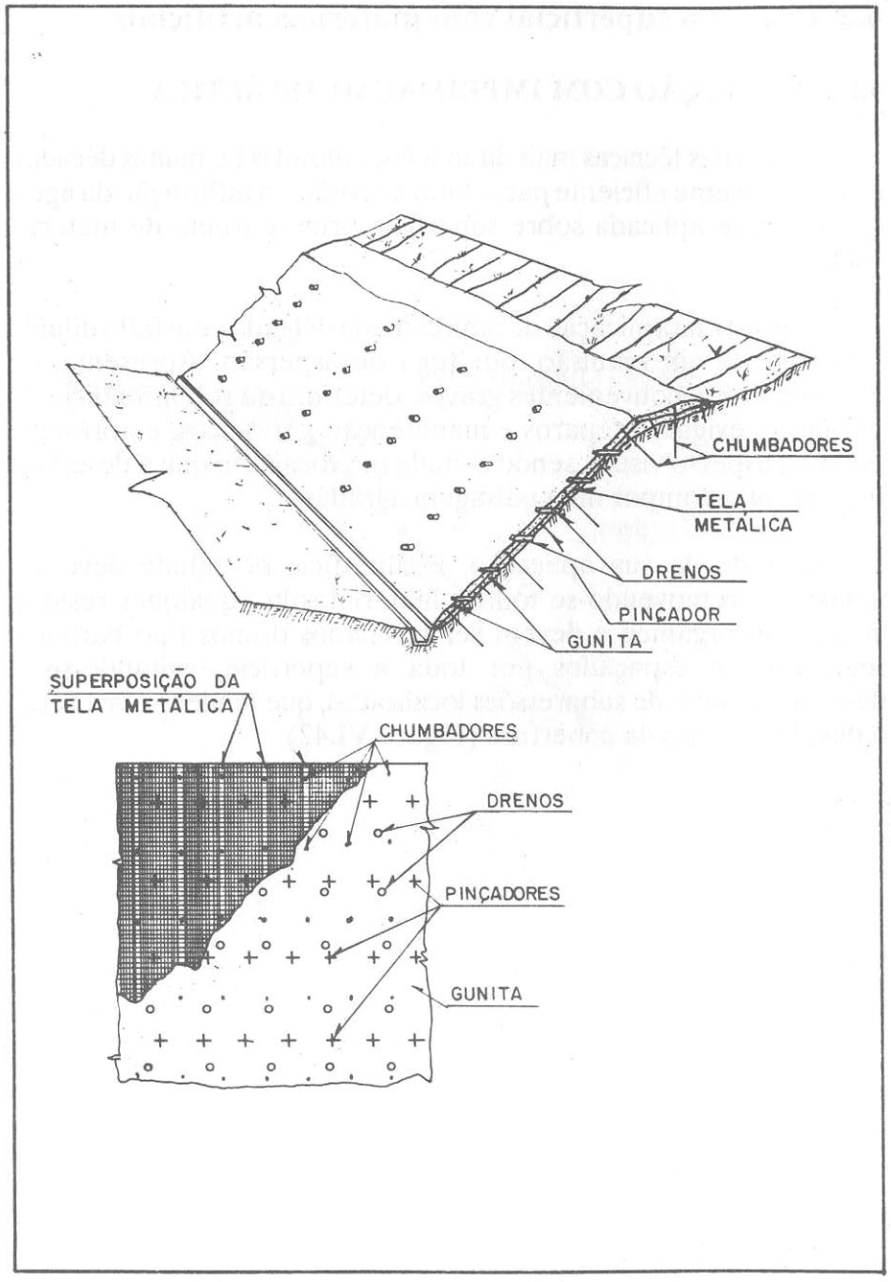


FIGURA VI.43 - Exemplo de aplicação de tela e "gunita" em taludes

6.2.2 PROTEÇÃO COM ARGAMASSA

É uma das técnicas mais antigas, sendo porém pouco utilizada, devido ao seu custo relativamente elevado e às dificuldades operacionais de sua aplicação.

Consiste na aplicação manual ou mecanizada de cobertura de argamassa de cimento e areia.

É, indubitavelmente, uma técnica eficiente e que exige pouca manutenção, desde que aplicada corretamente, ou seja: a área a ser protegida deve estar perfeitamente limpa, tendo sido removidos todos os vestígios de vegetação, solo orgânico e entulho; devem ser executadas juntas de dilatação, bem como drenos tipo barbacã.

6.2.3 PROTEÇÃO COM CONCRETO PROJETADO OU "GUNITA"

Trata-se de uma técnica evoluída a partir do "argamassamento", com o objetivo de operacionalizar sua execução, obtendo maior rendimento. A mistura de areia, cimento e pedrisco ("gunita") é projetada com o auxílio de bombas, contra a superfície a ser protegida, resultando uma espessura média de 3 a 5 cm.

É de custo bastante elevado, inclusive pela adoção, generalizada, de tela metálica para armação e sustentação da "casca" formada. Esta tela, com malha de 5 a 20 cm e fios de 2 a 5 mm, é fixada à superfície do talude por chumbadores e pinçadores, sendo depois projetada a "gunita" (Figura VI.43).

Os cuidados na aplicação são os mesmos já citados no item anterior.

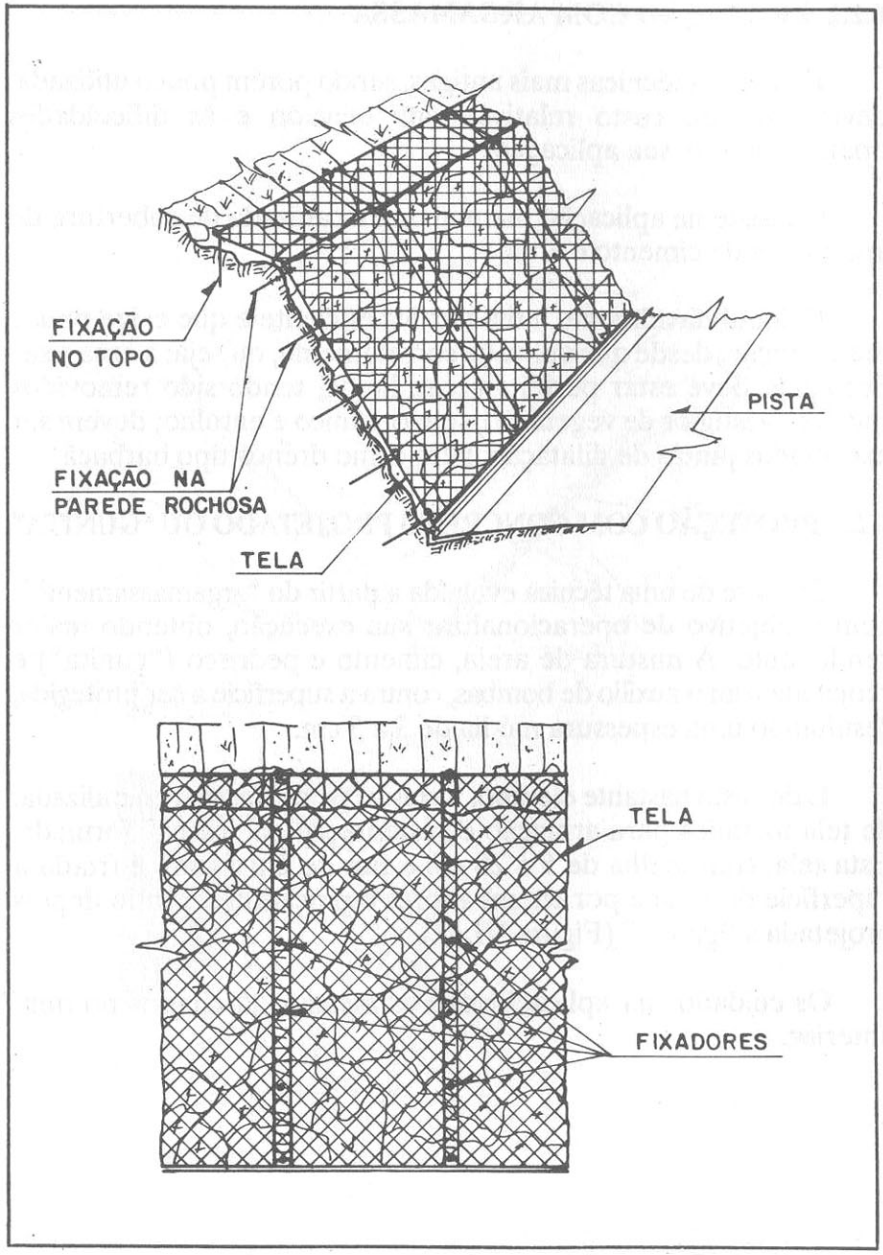


FIGURA VI.44 - Aplicação de tela metálica na contenção de pequenos blocos de rocha

6.2.4 PROTEÇÃO COM TELA

Consiste na utilização de tela metálica fixada à superfície do talude por meio de chumbadores, em locais onde existe a possibilidade de queda de pequenos blocos de rocha, com o conseqüente descalçamento e instabilização das áreas sobrejacentes (Figura VI.44).

A tela deve estar protegida contra corrosão, principalmente quando instalada em meio agressivo. Para tanto, é usual o emprego de telas com fios galvanizados ou, modernamente, também envoltos por capas plásticas.

Recentemente, têm sido aplicadas, ainda em caráter experimental, telas constituídas por materiais plásticos (polímeros de alta resistência e pouco suscetíveis ao fogo).

Capítulo VII
NOÇÕES BÁSICAS DE MECÂNICA DOS SOLOS APLICADAS À ESTABILIDADE DE TALUDES

1 TIPOS DE SOLOS

Os solos se distinguem pelas partículas sólidas que os constituem, pelo arranjo e inter-relacionamento entre estas partículas e pela relação entre o volume ocupado pelas partículas e seu volume total.

O tipo de partículas existentes em um solo depende da rocha de origem e do processo de transporte e evolução pedológica sofridos. Todo estudo geotécnico se inicia pela identificação destas partículas.

1.1 Composição granulométrica

A primeira característica observada em um solo é o tamanho das partículas. Pode-se notar que alguns solos são constituídos de grãos predominantemente graúdos, perceptíveis a olho nu, como os pedregulhos, ou a areia do mar, e outros de partículas tão finas que, quando molhadas, se transformam em uma pasta (barro), não sendo visíveis individualmente.

Na maioria dos solos, entretanto, convivem partículas com diversos tamanhos. Nem sempre é fácil identificá-las. Grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, apresentando o mesmo aspecto de uma aglomeração exclusivamente formada por estas partículas argilosas. Quando secas, as duas formações são dificilmente diferenciáveis. Quando úmidas, entretanto, a aglomeração argilosa

TABELA VII.1 - Faixa de tamanho de grãos

Denominação	Intervalo (em mm)
Pedregulho	acima de 4,8
Areia	
.grossa	de 2,0 a 4,8
.média	de 0,42 a 2,0
.fina	de 0,05 a 0,42
Silte	de 0,005 a 0,05
Argila	abaixo de 0,005

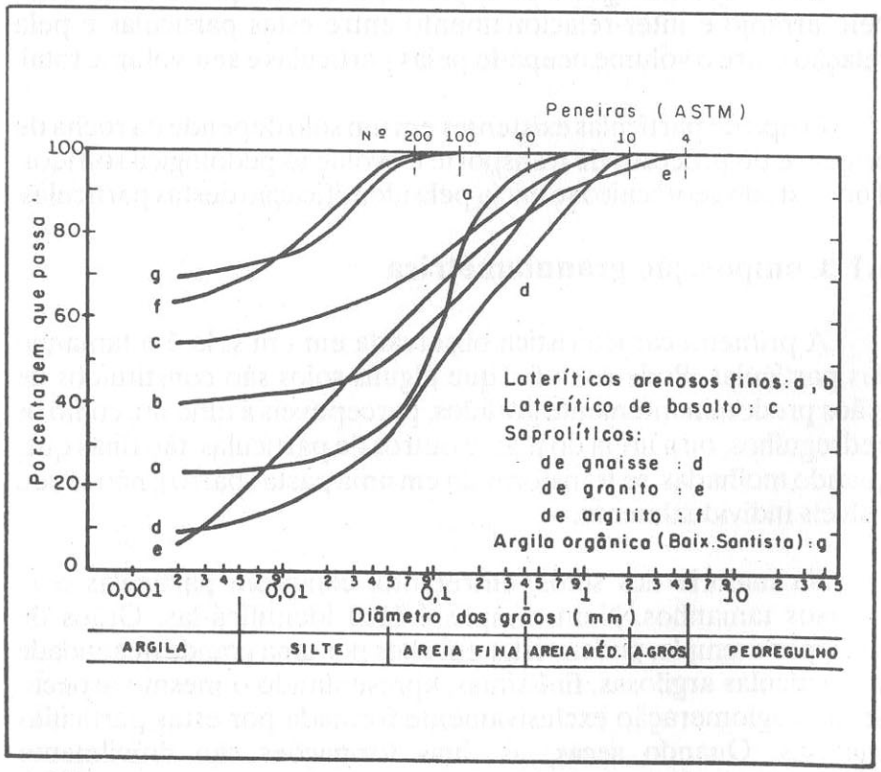


FIGURA VII.1 - Curvas granulométricas de algumas ocorrências de solos

se transforma em uma pasta fina, enquanto que o grão arenoso, mesmo revestido pelos finos, é facilmente reconhecido pelo tato. Na identificação tátil-visual de um solo, é fundamental, portanto, que ele se encontre bastante úmido.

Para o conhecimento da distribuição do tamanho das partículas de um solo, realiza-se a análise granulométrica, que consiste, em geral, de duas fases: peneiramento e sedimentação.

No peneiramento, o peso de material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a "porcentagem que passa", que é representada graficamente em função da abertura da peneira, esta em escala logarítmica. A abertura da peneira é considerada como o "diâmetro" das partículas.

A peneira mais fina usualmente empregada é a de nº 200, cuja abertura é de 0,075 mm. Muitos ensaios se restringem à fase de peneiramento. Quando há, entretanto, interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina do solo, complementa-se o ensaio com a fase de sedimentação. Nesta, pela velocidade de queda das partículas em suspensão em água, estimam-se os seus tamanhos.

Para diversas faixas de tamanho de grãos, existem denominações específicas. Estas denominações e seus limites, de acordo com a ABNT, estão indicados na Tabela VII.1.

Conhecida a distribuição granulométrica do solo, pode-se determinar a porcentagem correspondente a cada uma dessas frações.

A Figura VII.1 apresenta exemplos de curvas de distribuição granulométrica de alguns solos do Estado de São Paulo. Observa-se que:

. O solo arenoso fino é constituído predominantemente de areia fina uniforme (grãos de mesmo tamanho) e de uma fração argilosa, que, dependendo do local, pode ser de 20 a 40% do total.

. O solo laterítico de basalto e o solo saprolítico de argilito apresentam predominância marcante de partículas argilosas, freqüentemente aglomeradas em "grãos" maiores, no caso do primeiro.

. O solo saprolítico de granito costuma apresentar curvas granulométricas abrangendo continuamente uma faixa ampla de diâmetros, desde areia grossa até argila, sendo o teor desta variável conforme o local.

. O solo saprolítico de gnaisse, por sua vez, é constituído freqüentemente de uma concentração na fração siltosa, complementada por partículas da fração areia e argila.

1.2 Formato dos grãos

Os solos grossos (pedregulhos e areias) são constituídos, em geral, de grãos de formato esferoidal, ou seja, com dimensões da mesma ordem de grandeza em todas as direções, podendo os mesmos serem angulares ou arredondados.

Grãos arenosos arredondados se compactam mais facilmente, atingindo maiores densidades. Isto faz com que tenham menores deformabilidades. Entretanto, a resistência não é maior. O mesmo fator que leva a maiores densidades (mobilidade relativa dos grãos) provoca menor entrosamento e, conseqüentemente, menor resistência.

Areias de grãos angulosos e irregulares se entrosam melhor, apresentando maiores resistências. Esses grãos, entretanto, são mais frágeis; quando submetidos a tensões elevadas, a quebra dos grãos pode ser sensível.

A forma mais comum das partículas dos solos finos, principalmente das argilas, é a lamelar, em que duas das dimensões são muito maiores que a terceira (partículas em forma de placas). O tamanho reduzido e o formato peculiar das partículas de argila são responsáveis pela sua principal característica, que é a afinidade pela água e, conseqüentemente, pelas suas propriedades de plasticidade.

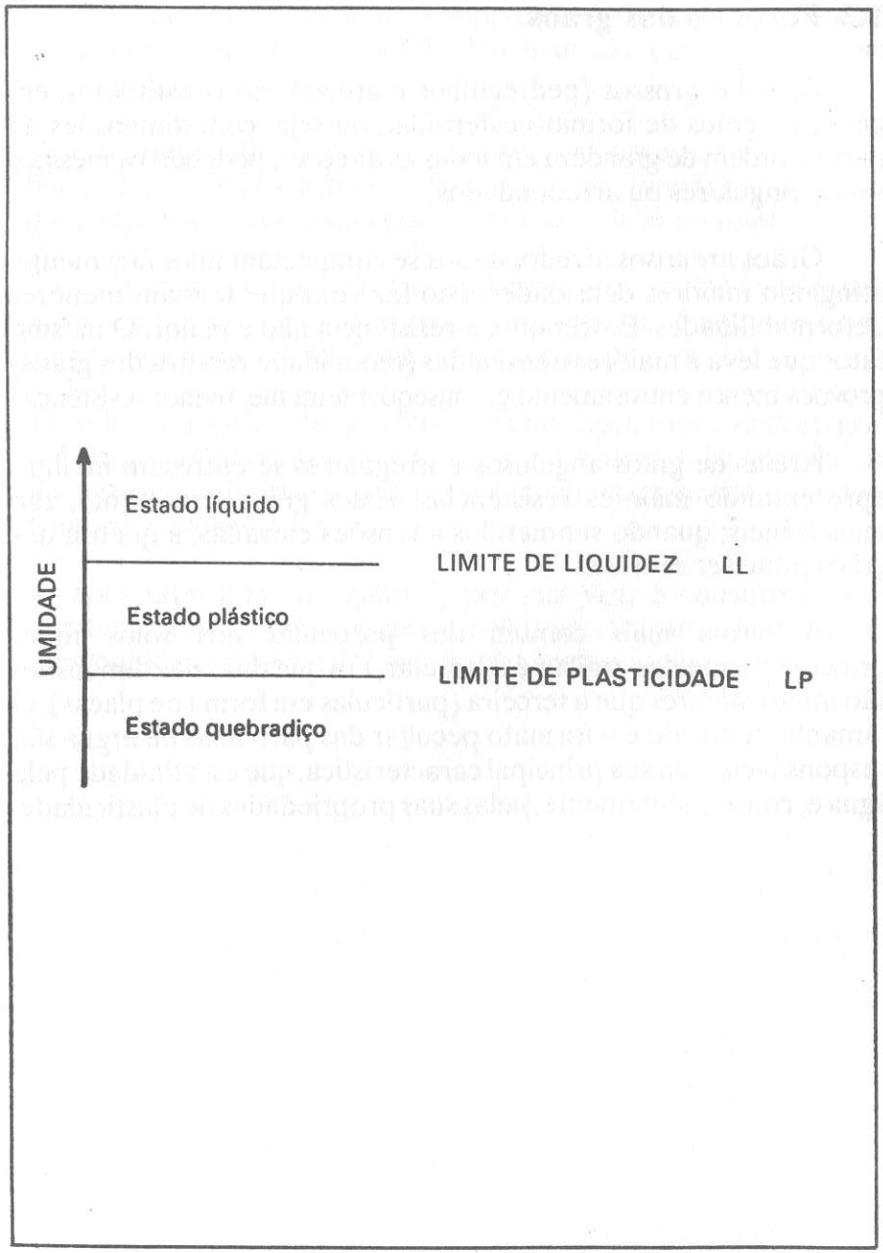


FIGURA VII.2 - Limites de Atterberg dos solos (também denominados: Limites de Consistência)

1.3 Plasticidade

Só a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos sob o ponto de vista de engenharia.

A natureza da fração fina dos solos tem uma importância muito grande neste comportamento. As partículas de argilo-minerais, além de se apresentarem com formato de placas muito finas (10 angströns de espessura), têm constituições mineralógicas imperfeitas, das quais resultam cargas elétricas que provocam a atração de moléculas de água e cátions hidratados.

Todos estes fatores interferem no comportamento do solo. O estudo dos argilo-minerais, entretanto, é muito complexo. Para contornar esta complexidade, a engenharia procurou uma maneira indireta e mais simples de identificar o comportamento da fração fina do solo na presença de água. Para tanto, se valeu dos ensaios e índices propostos por Atterberg, adaptados e padronizados por Casagrande.

Os limites de Atterberg baseiam-se na constatação de que um solo argiloso apresenta características bem distintas conforme o seu teor de umidade. Quando muito úmido, se comporta como um líquido; quando perde parte da água, fica plástico; quando mais seco, torna-se quebradiço.

Os teores de umidade correspondentes às mudanças de estado, conforme citados na Figura VII.2, são denominados de Limite de Liquidez (LL), e Limite de Plasticidade (LP). A diferença entre os dois, que indica a faixa de valores de umidade que o solo apresenta

TABELA VII.2 - Valores típicos médios de LL e IP de alguns solos do Estado de São Paulo

Tipo de solo	LL (%)	IP (%)
Laterítico arenoso fino (a)	29	11
Laterítico arenoso fino (b)	44	11
Laterítico de basalto	43	16
Saprolítico de gnaisse	48	7
Saprolítico de granito	48	16
Saprolítico de argilito	80	49
Argila orgânica das várzeas do Rio Tietê	70	30
Argila orgânica da Baixada Santista	120	90

com comportamento plástico, é definida como o Índice de Plasticidade (IP). A determinação destes limites é padronizada.

Valores típicos de LL e IP de solos do Estado de São Paulo estão apresentados na Tabela VII.2.

Os limites de Atterberg têm se mostrado úteis para a identificação dos solos e sua classificação. Diversas correlações empíricas com propriedades mecânicas dos solos, como resistência e deformabilidade, são disponíveis, muitas vezes, com uso restrito para solos de uma determinada região.

Deve-se notar, entretanto, que esses índices são uma indicação do tipo de partículas existentes e que os ensaios são feitos com amostras destorroadas e amassadas energicamente com espátula, durante a incorporação de água. Desta forma, é de se esperar que correlações estabelecidas com base em comportamento de solos transportados não se apliquem adequadamente a solos saprolíticos (que apresentam significativa influência da estrutura da rocha matriz) e lateríticos (que apresentam aglomerações de partículas envoltas por deposições de sais de ferro e alumínio).

1.4 Classificação dos solos

A engenharia geotécnica trabalha muito com classificação de solos. Quando um solo é descrito, por exemplo, como uma "areia silto-argilosa, de decomposição de granito", ele está sendo colocado em um grupo de solos, cujas características devem ser aproximadamente comuns.

Há diversos sistemas de classificação. Os mais conhecidos internacionalmente, que empregam a granulometria e os limites de Atterberg para definir os limites de cada grupo, são: o sistema chamado "Unificado"(em que cada grupo é caracterizado por um conjunto de duas letras: SC, areia argilosa, ML, silte de baixa compressibilidade etc.) e o sistema rodoviário (onde os grupos recebem denominações como A 1a, A 2-4, A 6, A 7-6 etc.).

No Brasil, o sistema "Unificado" é empregado por projetistas de barragens e o sistema rodoviário é utilizado principalmente nos trabalhos de pavimentação.

Entretanto, a utilização não muito intensa desses sistemas de classificação entre nós decorre do fato destes nem sempre confirmarem a experiência local. Por exemplo, a "argila porosa vermelha", solo característico da cidade de São Paulo, seria classificada como um "silte" pela Classificação Unificada, quando apresenta um comportamento típico de argila, tanto que, espontaneamente, recebeu a denominação que o caracteriza.

A discrepância entre as classificações clássicas e o comportamento observado de alguns solos brasileiros se deve, certamente, ao fato destes serem, com freqüência, solos saprolíticos ou lateríticos. Nestes solos, os limites de Atterberg não podem ser interpretados da mesma maneira como para os solos transportados, de ocorrência nos países de clima temperado, onde os sistemas mencionados foram elaborados.

Uma proposta de sistema de classificação de solos tropicais vem sendo desenvolvida pelos professores Nogami e Villibor, da Universidade de São Paulo, a partir de experiência acumulada no DER de São Paulo. Neste sistema, denominado MCT, os solos são classificados primariamente em areias, siltes e argilas, e secundariamente em lateríticos e não-lateríticos.

Nesta classificação, não são empregados os índices de Atterberg, mas parâmetros obtidos em ensaios de compactação com energias diferentes.

Os solos de comportamento laterítico apresentam excelente capacidade de suporte e vários deles têm sido empregados como bases de pavimentos, mesmo quando apresentam granulação fina, e incluem os típicos solos arenosos finos. Já os de comportamento não-laterítico incluem os solos saprolíticos, entre os quais os siltes micáceos ou caulinítico, de baixo módulo de resiliência, as argilas expansivas e os solos arenosos não-lateríticos.

1.5 Arranjo entre as partículas

O inter-relacionamento entre as partículas constituintes dos solos está intimamente relacionada com a origem dos solos. Todo solo tem sua origem mais remota na decomposição de uma rocha matriz.

Quando o solo permanece no local de sua formação e mantém características da rocha matriz, é chamado de solo saprolítico. Estes são de ocorrência freqüente no Estado de São Paulo e apresentam uma predominância de grãos de determinadas composições e tamanhos que são conseqüentes da rocha de origem: argilo-minerais, se basalto, grãos de areia de quartzo, se arenito, argila, quartzo e mica, se granito etc.; o arranjo entre eles também depende da rocha original. O grau de decomposição, inclusive, interfere nas características mecânicas do solo.

Quando o solo é constituído por um conjunto de partículas que foram acumuladas em uma região após transporte por um agente físico, é chamado de solo transportado. Se o agente tiver sido a água, o solo é chamado de aluvião e, de maneira geral, apresenta granulometria uniforme, pois reflete a velocidade da água no local de deposição. Os depósitos quaternários, nas várzeas dos maiores rios do Estado, são solos aluvionares. O arranjo dos grãos, neste caso, é típico dos solos sedimentares. Apresentam-se geralmente saturados e são objeto dos estudos clássicos da Mecânica dos Solos, por serem os de ocorrência mais freqüente no hemisfério norte, onde se originou e se desenvolveu essa ciência.

Quando o agente de transporte é a própria gravidade, o solo é um coluvião. É o caso dos depósitos provenientes do acúmulo de material resultante de quedas de grandes massas de solos de encostas. Entre eles encontram-se os tálus, saturados e instáveis. São também chamados de coluvionares os solos superficiais que sofreram pequenas movimentações.

Solos transportados por geleiras, os tills, e solos transportados pelo vento, os eólicos, são pouco freqüentes no Brasil.

Os horizontes mais superficiais dos solos, tanto residuais como sedimentares, sofrem evolução pedológica, função do clima, da topografia e da vegetação. Em regiões tropicais, esta evolução é muito acentuada, em virtude das altas temperaturas, chuvas constantes e vegetação abundante, dando origem aos solos lateríticos. Estes se distinguem por sua coloração freqüentemente avermelhada, devido à deposição de sais de ferro e alumínio envolvendo aglomerações de partículas argilosas, e pelo comportamento peculiar sob o ponto de vista de engenharia. Ocorrem acima do nível d'água e não são saturados. Mantêm-se estáveis em taludes verticais e são colapsíveis quando, estando sujeitos a carregamentos externos, sofrem aumento do teor de umidade.

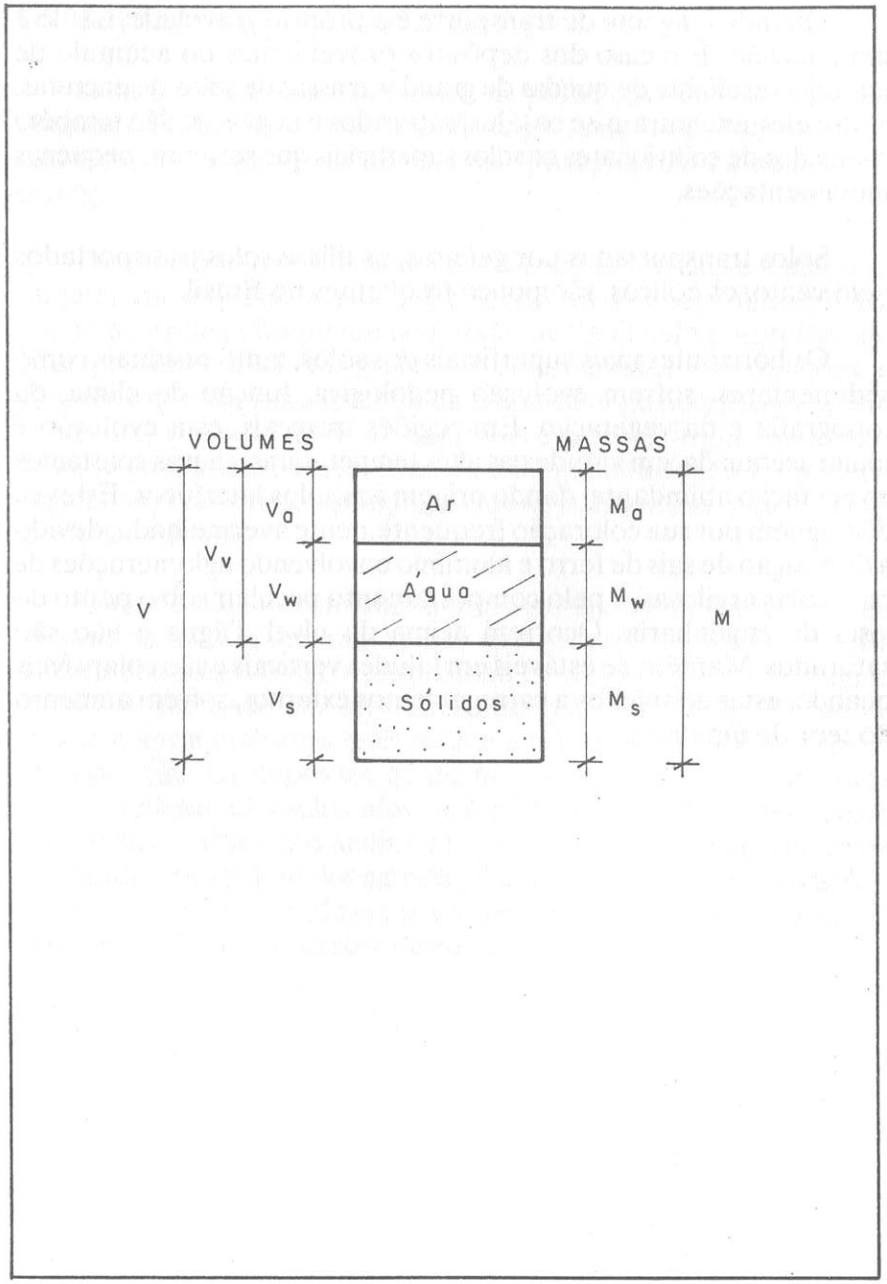


FIGURA VII.3 - Esquema das fases constituintes do solo

1.6 O estado em que o solo se encontra

Em um solo, só parte do volume total é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água e/ou ar. Pode-se dizer, portanto, que o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar.

As quantidades de água e ar podem variar. Nesse caso, o solo, no que se refere às partículas que o constituem, permanece o mesmo, mas o seu estado se altera. As diversas propriedades do solo dependem também do estado em que se encontra. Quando diminui o volume de vazios, por exemplo, a resistência aumenta. Para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam as massas e os volumes das três fases (Figura VII.3). Na Tabela VII.3 são definidos os principais índices físicos.

Dos índices, só três são determinados diretamente em laboratório: a umidade, a massa específica dos grãos e a massa específica natural. Os outros são calculados a partir desses três, através das expressões indicadas na Tabela VII.3.

Para a determinação da umidade, pesa-se o solo no seu estado natural, seca-se o mesmo em estufa a 105°C e pesa-se novamente. Tem-se, então, a massa das duas fases, com a qual a umidade é calculada. É a operação mais freqüente em um laboratório de solos.

TABELA VII.3 - Resumo dos índices físicos

Índ. físicos	Símbolo	Definição	Unidade	Determinação
Umidade	h	M_w/M_s	%	ensaio
Massa específica natural	γ_n	M/V	g/cm³	ensaio
Massa específica dos grãos	δ	Ms/Vs	g/cm³	ensaio
Massa específica aparente seca	γ_s	Ms/V	g/cm³	$\gamma s = \frac{\gamma n}{1+h}$
Massa específica da água	γ_w	Mw/Vw	g/cm³	$\gamma w = 1{,}000$
Índ. de vazios	e	Vv/Vs	——	$e = \frac{\delta}{\gamma_s} - 1$
Porosidade	n	Vv/V	%	$n = \frac{e}{1+e}$
Grau de saturação	S	Vw/Vv	%	$S = \frac{\delta . h}{e\gamma a}$

Para o cálculo da massa específica dos grãos, é necessário que se determine o volume real dos mesmos (V_s). Essa determinação é feita colocando-se uma porção de solo, previamente destorroada, de peso seco conhecido, em água. O peso do volume de água deslocado é numericamente igual ao volume dos sólidos.

A massa específica natural, por sua vez, é determinada moldando-se um cilindro de solo, cujas dimensões conhecidas permitem calcular o volume. A massa total dividida pelo volume é a massa específica natural. Pode também ser determinada a partir de corpos irregulares, obtendo-se o volume total por meio do peso imerso na água, envolvendo o corpo previamente em parafina.

1.6.1 ESTADO DAS AREIAS

O estado das areias é caracterizado pela sua compacidade (Figura VII.4) como a seguir conceituada.

É fácil imaginar a areia em seu estado mais fofo possível, quando é depositada lentamente em um cilindro. Neste caso, ela fica com seu índice de vazios máximo. Por outro lado, se a areia for socada , vibrada ou compactada, ela fica no seu estado mais compacto possível. Neste caso, então, ela está em seu índice de vazios mínimo.

Quando apenas se conhece o índice de vazios de uma areia, não se pode dizer se está compacta ou fofa, pois os índices de vazios máximos e mínimos de cada areia são diferentes. O estado de uma areia é indicado pela relação entre o seu índice de vazios natural e os extremos. Quando o índice de vazios natural está próximo do máximo, a areia está fofa, e quando este índice está próximo do mínimo, a

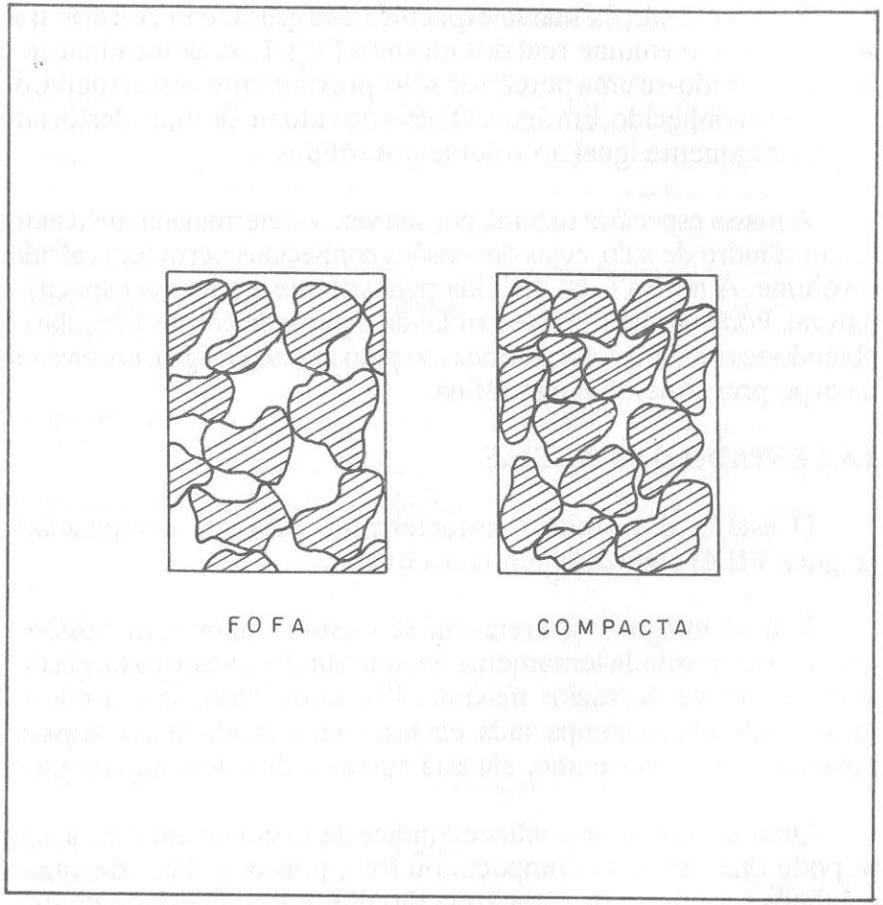


FIGURA VII.4 - Estados da areia

TABELA VII.4 - Compacidade das areias em função do SPT

Compacidade	SPT (golpes/30 cm)
Muito fofa	0 a 4
Fofa	4 a 10
Compacidade média	10 a 30
Compacta	30 a 50
Muito compacta	acima de 50

areia está compacta. Se o índice de vazios está em uma posição intermediária, significa que ela está com compacidade média.

Os conceitos acima são clássicos da Mecânica dos Solos e são aplicáveis só a areias puras ou quase puras, para as quais os índices de vazios mínimo e máximo são determináveis. Na prática da engenharia, o conceito de compacidade é estendido a areias siltosas e argilosas, e mesmo a siltes, e tem um sentido mais voltado para a resistência e a deformabilidade destes solos, que dependem não só da compacidade, como acima definido, mas também de outros fatores, como a distribuição granulométrica e o formato dos grãos.

De acordo com este conceito mais amplo, a compacidade tem sido expressa geralmente a partir da resistência à penetração ("Standard Penetration Test"-SPT) das sondagens. A classificação adotada está indicada na Tabela VII.4 .

1.6.2 ESTADO DAS ARGILAS

O estado em que as argilas se encontram é expresso pela sua consistência, que corresponde à sua resistência. Para classificar a consistência das argilas, mede-se a sua resistência à compressão simples, que pode ser determinada pela compressão de um corpo de prova da argila, geralmente cilíndrico.

A terminologia e a classificação adotadas estão indicadas na Tabela VII.5.

TABELA VII.5 - Consistência das argilas em função da resistência e do SPT

Consistência	Resistência (kgf/cm²)	SPT (golpes/30 cm)
Muito mole	menor que 0,25	0 a 2
Mole	0,25 a 0,50	2 a 4
Média	0,50 a 1,0	4 a 8
Rija	1,0 a 2,0	8 a 15
Muito rija	2,0 a 4,0	15 a 30
Dura	maior que 4,0	maior que 30

Na prática, é comum estimar-se a consistência das argilas pela resistência à penetração (SPT) das sondagens. Os valores correspondentes são também apresentados na Tabela VII.5.

A consistência das argilas depende de vários fatores. Em argilas residuais, a resistência pode ser função de sua própria estrutura, seja por guardar características da rocha que lhe deu origem, seja por efeito cimentante de certos sais depositados entre as partículas (caso dos solos que sofreram evolução pedológica).

Tanto para argilas residuais como para as sedimentares, a consistência depende muito do índice de vazios, que para solos saturados pode ser expresso pela sua umidade. Por esta razão, é muito comum que a consistência seja associada ao teor de umidade do solo.

Quando um solo se forma por sedimentação em um lago, por exemplo, sua umidade é muito alta e sua resistência muito baixa. À medida que outras camadas se depositam sobre a anterior, o peso destas novas camadas comprime o solo, expulsando água de seu interior: a umidade diminui e a resistência aumenta. Por este processo, a resistência pode atingir valores elevados. Daí, associar-se consistência com umidade.

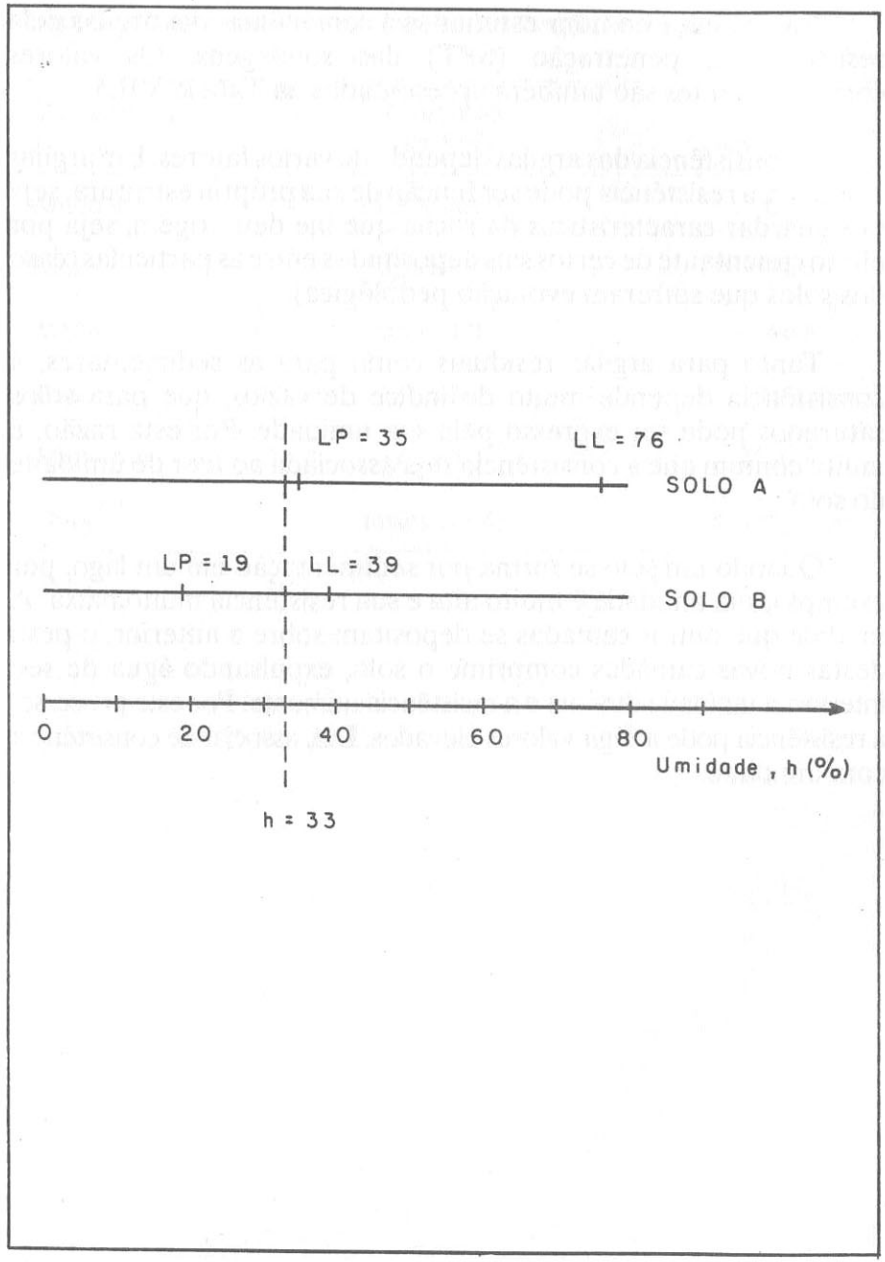


FIGURA VII.5 - Exemplo de dois solos com a mesma umidade e diferentes consistências

Quando se manuseia um solo, e se avalia a sua umidade, o que se percebe não é propriamente o teor de umidade, mas a sua umidade relativa, que é a umidade em relação aos limites de liquidez e de plasticidade. Por esta razão, a consistência é relacionada a esta umidade relativa (Figura VII.5).

Assim, por exemplo, se o teor de umidade está entre o limite de liquidez e a média entre os limites de liquidez e o de plasticidade (solo B), considera-se que a argila está mole, ou seja, sua resistência é menor que 0,5 kg/cm^2. Se a umidade estiver abaixo do limite de plasticidade (solo A), a consistência deve ser dura e a resistência maior que 4,0 kg/cm^2. Tais correlações só valem para solos sedimentares, enquanto saturados.

Para solos não-saturados, não há como associar consistência com umidade. Com a diminuição da umidade, aparecem nas argilas meniscos capilares que provocam aumento sensível de resistência, por um processo semelhante ao que acontece com as areias úmidas, mas não-saturadas, das praias e que permite a moldagem de esculturas. No caso das argilas, estas tensões capilares são muito maiores e as resistências são consideráveis.

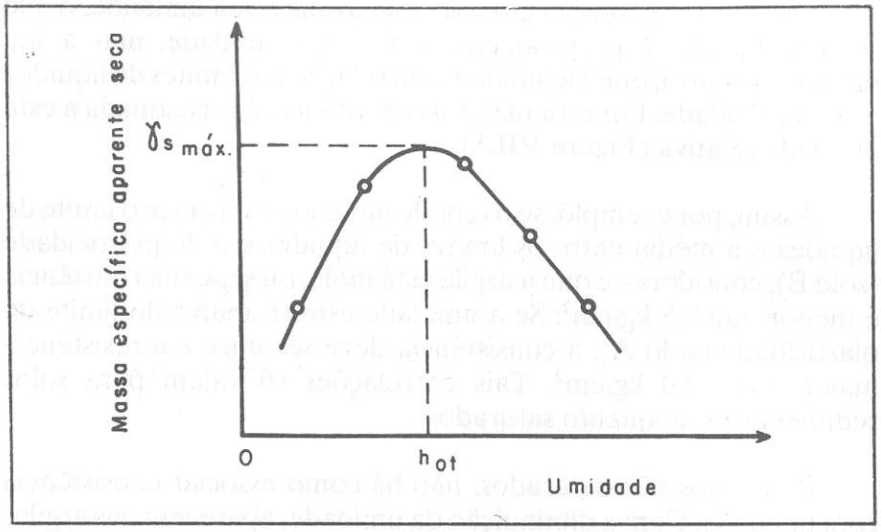


FIGURA VII.6 - Resultado de um ensaio de compactação

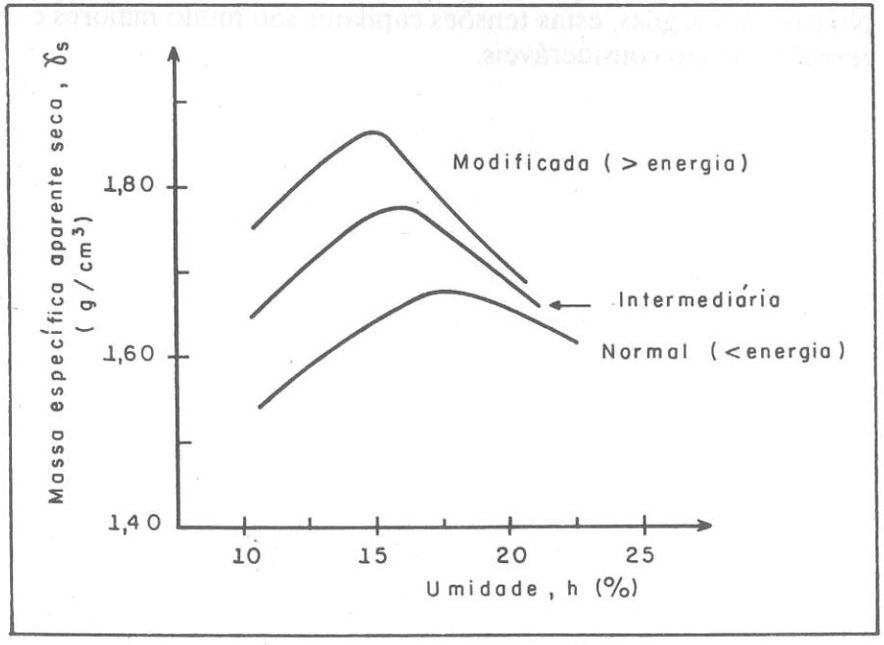


FIGURA VII.7 - Curvas de compactação de um mesmo solo em três energias

1.7 Solos compactados

Além dos diversos tipos de solos naturais descritos, deve-se considerar ainda os solos transportados por equipamentos e lançados para a construção de aterros. Quando simplesmente lançados, os solos ficam relativamente fofos e heterogêneos. A boa técnica recomenda que os solos sejam compactados, para se obter os seguintes objetivos: homogeneidade, maior resistência, menores deformações futuras e menor permeabilidade.

Em 1933, Proctor publicou suas observações sobre a compactação de solos, mostrando que, aplicando-se uma determinada energia de compactação (um certo número de passadas de um equipamento, no campo, ou um certo número de golpes de soquete sobre um solo contido em um molde, no laboratório), a densidade resultante era função da umidade em que o solo se encontrava. Disto resultou o ensaio de compactação, que permite a determinação da curva de compactação, como mostrado na Figura VII.6, da qual se determina a umidade ótima e a massa específica seca máxima do solo.

Variando-se a energia aplicada, varia o resultado (Figura VII.7). Na prática rodoviária, estão padronizadas três energias, denominadas normal, intermediária e modificada. As duas últimas aplicam-se a camadas de pavimentos, sendo a energia normal correntemente utilizada para aterros.

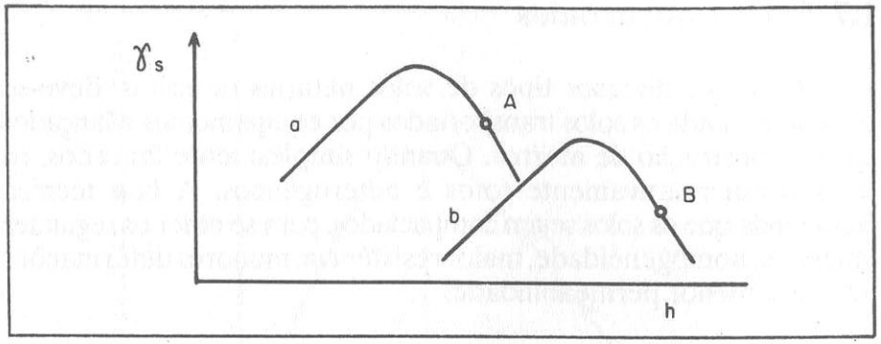


FIGURA VII.8 - Curvas de compactação de dois solos de uma mesma área

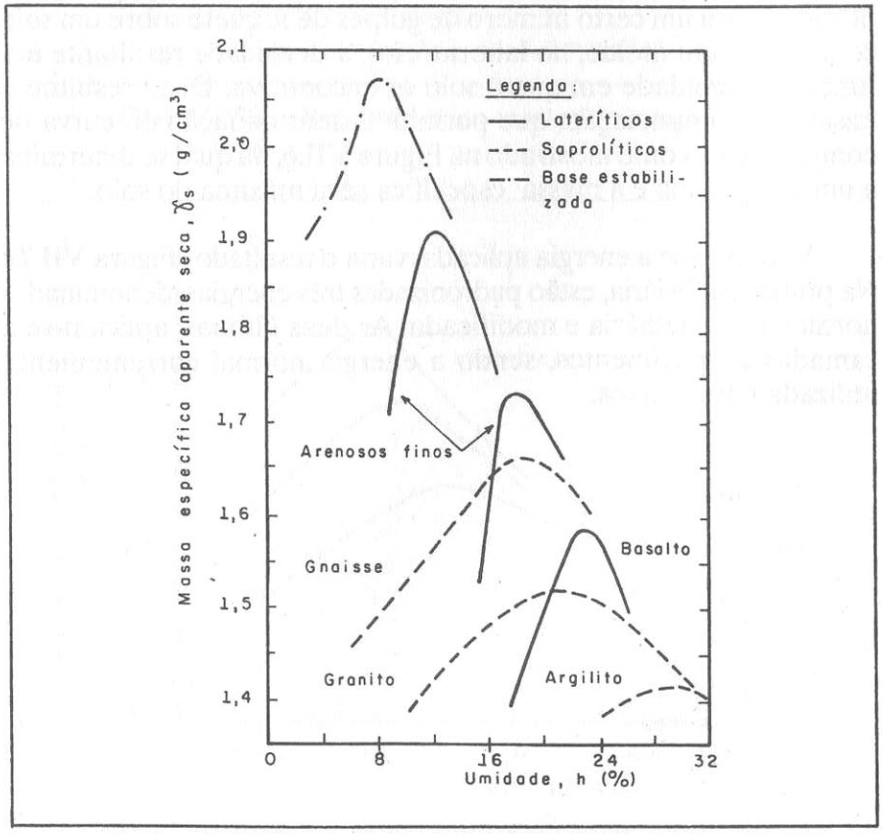


FIGURA VII.9 - Curvas de compactação de diversos solos

Em uma mesma área de empréstimo, os solos em geral apresentam uma certa variação de características, e, conseqüentemente, curvas de compactação um pouco variáveis, como mostrado na Figura VII.8. Por este motivo, quando se especifica uma compactação, não se faz referência à umidade do solo e à massa específica a ser atingida, mas sim ao desvio de umidade (diferença entre a umidade do solo e sua umidade ótima) e ao grau de compactação (relação entre a massa específica seca atingida e a massa específica seca máxima). Isto porque se os dois solos indicados nesta figura apresentarem os parâmetros correspondentes ao ponto A, eles terão comportamentos muito diferentes. Se o solo "a" for compactado na situação "A" e o solo "b" na situação "B", os comportamentos serão semelhantes.

As curvas de compactação de diferentes solos são muito distintas, como mostrado na Figura VII.9. Os pontos máximos apresentam-se ao longo de uma faixa, que corresponde a um grau de saturação de cerca de 80 a 90%. As curvas relativas a menores massas específicas secas máximas correspondem a solos argilosos, enquanto que as maiores são apresentadas por solos bem graduados com areia grossa e pedregulho, como as bases estabilizadas.

Os solos arenosos finos constituem-se em uma exceção, apresentando elevadas densidades máximas, apesar da ausência de grãos grossos e da granulometria uniforme, devendo-se este comportamento ao formato arrendondado dos grãos e ao envolvimento das partículas finas pelos sais de ferro.

Uma característica típica dos solos lateríticos é apresentar o trecho seco da curva (umidades abaixo da ótima) bem mais inclinado do que os demais. Esta característica, inclusive, é adotada para a classificação dos solos lateríticos no sistema MCT, já mencionado.

O comportamento mecânico do solo compactado não depende só da densidade em que foi compactado. A umidade de compactação é importante sob dois aspectos: a) ela interfere no comportamento do aterro, logo após a construção, e conseqüentemente nas deformações e na resistência, como será discutido nos itens 4 e 5 deste Capítulo; b) ela provoca um arranjo entre as partículas que influenciará o seu comportamento, mesmo que a umidade venha a variar com o tempo.

2 A PERMEABILIDADE DOS SOLOS

2.1 A Lei de Darcy

Experimentalmente, Darcy, em 1850, verificou como os diversos fatores geométricos, indicados na Figura VII.10 influenciavam a vazão de água através do solo, expressando a equação que ficou conhecida pelo seu nome:

$$Q = k \frac{h}{L} A$$

sendo Q = vazão (volume de água que passa por unidade de tempo), A = área transversal do permeâmetro e k = uma constante para cada solo denominada de coeficiente de permeabilidade.

A relação h (carga que se dissipa na percolação, igual à diferença entre os níveis de água superior e inferior no permeâmetro) por L (distância ao longo da qual a carga se dissipa) é chamada de gradiente hidráulico, expresso pela letra i. A Lei de Darcy assume, então, o formato:

$$Q = k\, i\, A$$

A vazão dividida pela área indica a velocidade com que a água sai do solo. Esta velocidade, v, é chamada de velocidade de percolação. Em função dela, a Lei de Darcy fica sendo:

$$v = k\, i$$

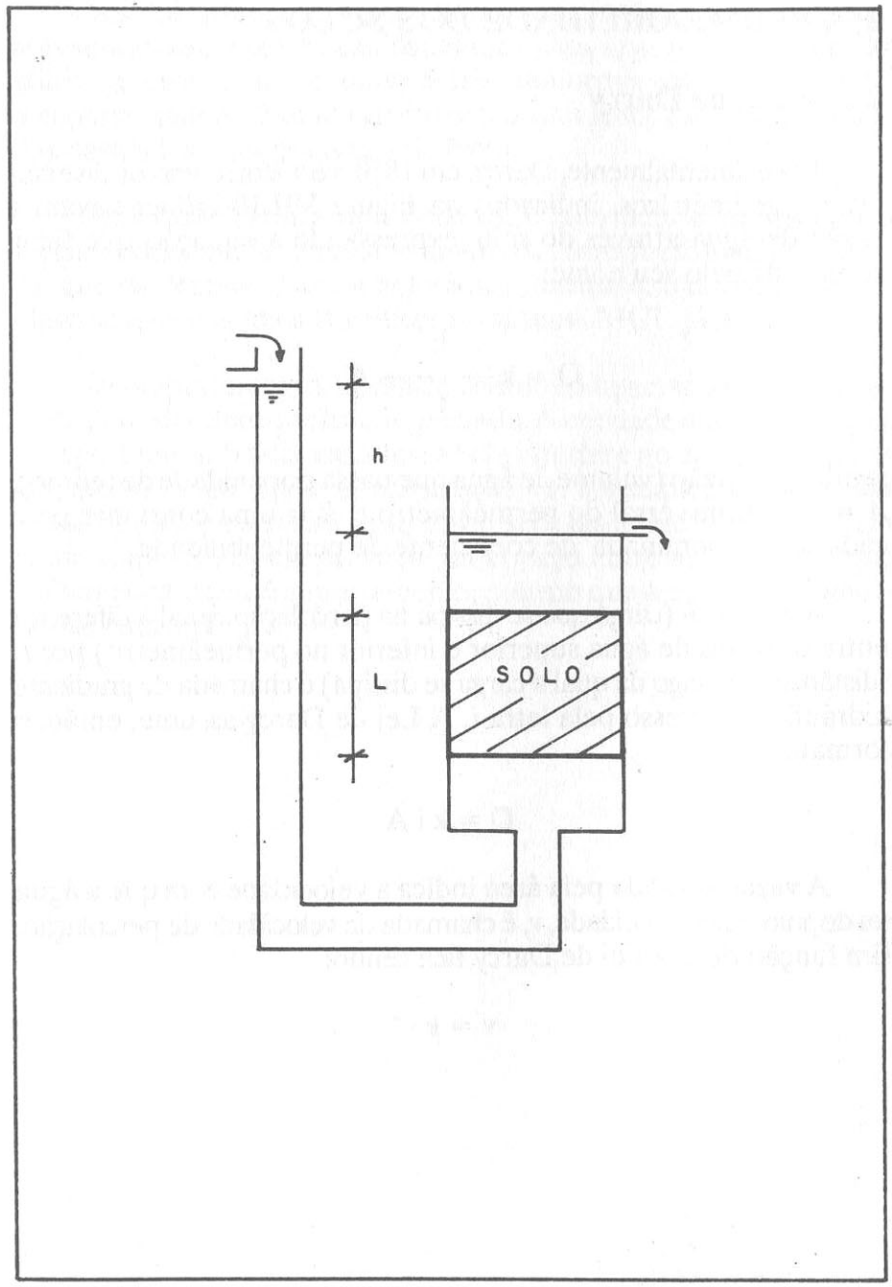


FIGURA VII.10 - Água percolando em um permeâmetro

Da última expressão se depreende que o coeficiente de permeabilidade indica a velocidade de percolação da água quando o gradiente é igual a um. Ele costumeiramente é expresso em cm/s e, em geral, de forma exponencial, pelo fato de seu valor ser muito pequeno. Por exemplo:

$$k = 0{,}0000024 \text{ cm/s} = 2{,}4 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Ao expoente de 10 (-6, no exemplo) é que se dá maior atenção.

2.2 Determinação do coeficiente de permeabilidade

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos, são empregados ensaios em que se reproduzem a experiência de Darcy. Em um permeâmetro, como o esquematizado na Figura VII.10, é mantida a carga h, durante um certo tempo, a água percolada é colhida e seu volume é medido.

Conhecidas a vazão e as características geométricas, o coeficiente de permeabilidade é calculado diretamente pela lei de Darcy:

$$k = \frac{Q \cdot L}{h \cdot A}$$

Este ensaio é conhecido como "carga constante".

Por outro lado, quando a permeabilidade do solo é muito baixa, a carga é aplicada através de uma bureta de secção reduzida. Neste tipo de ensaio, o nível da água na bureta varia, sendo medida a diminuição de sua altura durante certo período de tempo, com o que se consegue determinar o coeficiente de permeabilidade do solo. É o processo denominado "carga variável".

A permeabilidade também pode ser medida no campo. No decorrer de uma sondagem de simples reconhecimento, a operação de perfuração é interrompida e enche-se o tubo de revestimento de água, mantendo-se o seu nível, e medindo-se a vazão. Desta forma, calcula-se o coeficiente de permeabilidade do solo, sendo necessário conhecer diversos parâmetros: altura livre da perfuração (não envolta pelo tubo de revestimento), posição do nível d'água, espessura das camadas etc.

Em virtude dos parâmetros envolvidos, os ensaios de campo são menos precisos do que os de laboratório. Entretanto, eles realizam-se no solo em sua situação própria. Os ensaios de laboratório são mais precisos no que se refere à amostra ensaiada, mas muitas vezes as amostras não são bem representativas.

2.3 Valores típicos de coeficientes de permeabilidade

Os coeficientes de permeabilidade são tanto menores quanto menores os vazios nos solos, e, conseqüentemente, quanto menores as partículas.

Uma boa indicação disto é a correlação estatística obtida por Hazen, para areias, entre o coeficiente de permeabilidade e o diâmetro efetivo do solo (D_{10}):

$$k = 100\, D_{10}^{2}$$

Nesta expressão, D_{10} é o diâmetro efetivo, correspondente a 10% que passa, na curva granulométrica. Na fórmula, o diâmetro é expresso em cm (embora, usualmente, o diâmetro das partículas seja referido em mm) e o coeficiente de permeabilidade, em cm/s. Por exemplo, ao diâmetro efetivo de 0,075 mm, corresponde a estimativa de k:

$$k = 100 \times 0{,}0075 \times 0{,}0075 = 5{,}6 \times 10^{-3}\ \text{cm/s}$$

Deve ser registrado que esta expressão é aproximada. A proporcionalidade com o quadrado do diâmetro, entretanto, é bastante consistente.

Como ordem de grandeza, os valores apresentados na Tabela VII.6 podem ser considerados para solos sedimentares.

TABELA VII.6 - Ordem de grandeza de coeficientes de permeabilidade

Solo	k (cm/s)
Argilas	menor que 10^{-7}
Siltes	10^{-4} a 10^{-7}
Areias argilosas	10^{-5}
Areias finas	10^{-3}
Areias médias	10^{-2}
Areias grossas	10^{-1}

Para solos saprolíticos e os evoluídos pedologicamente, entretanto, a estimativa do coeficiente de permeabilidade deve levar em conta diversos fatores devidos às suas estruturas.

O solo arenoso fino, por exemplo, por apresentar uma porcentagem de argila consideravelmente elevada, deveria ser bastante impermeável. Entretanto, no seu estado natural, ele se encontra com índice de vazios elevado e com as partículas agregadas de tal forma que se formam macroporos, pelos quais a água flui com maior facilidade. É freqüente que no estado natural estes solos apresentem coeficientes de permeabilidade da ordem de 10^{-3} cm/s. Se a estrutura for desfeita mecanicamente e o solo for recolocado com o mesmo índice de vazios, a permeabilidade passa a ser da ordem de 10^{-5} cm/s. Se este mesmo solo for compactado na sua massa específica seca máxima, o coeficiente de permeabilidade ficará entre 10^{-6} e 10^{-7} cm/s.

Da mesma forma, os solos saprolíticos podem apresentar coeficientes de permeabilidade no estado natural maiores do que os estimados só com base na granulometria.

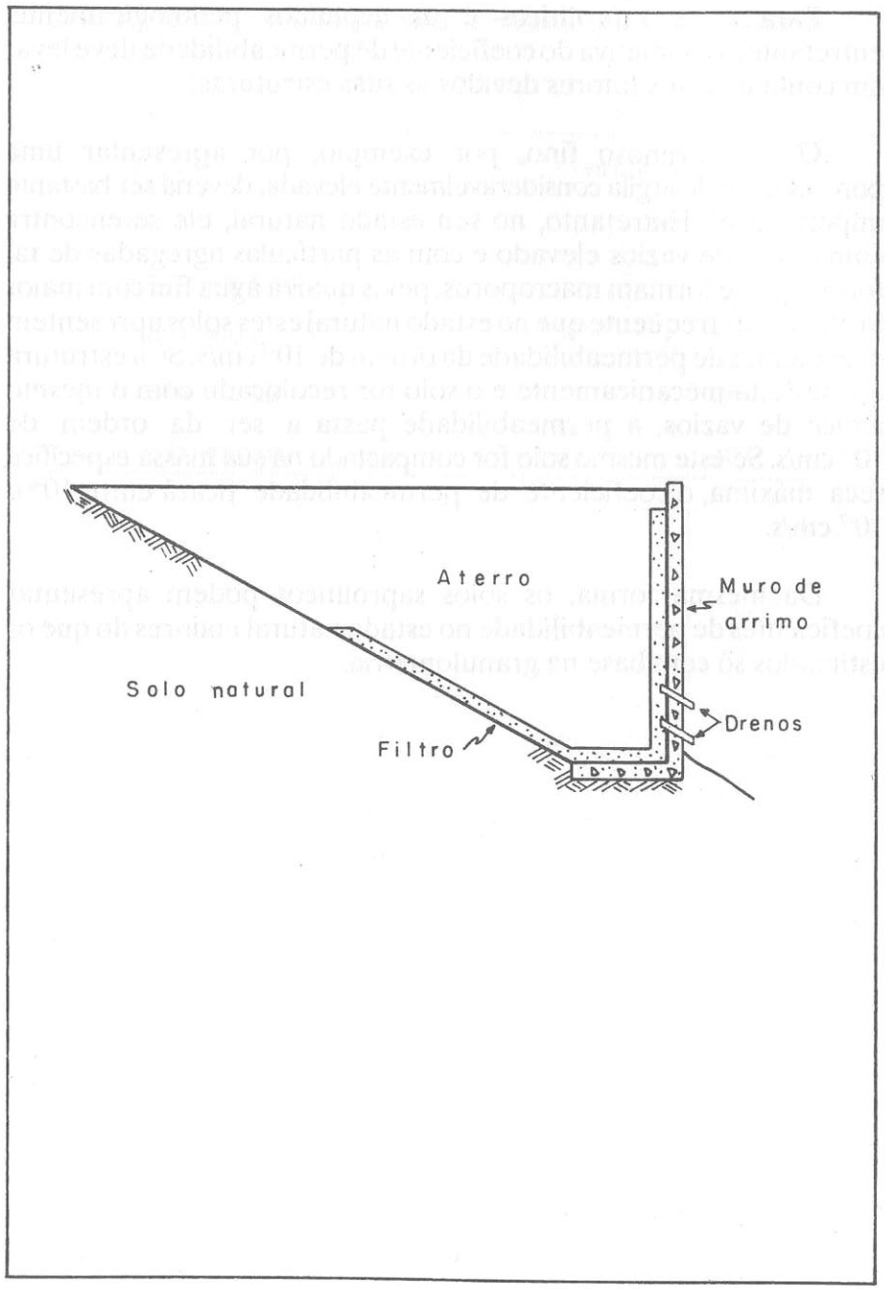


FIGURA VII.11- Exemplo de aplicação de drenagem

2.4 Filtros de proteção

A drenagem do solo, com freqüência, é uma técnica empregada para conduzir a água de percolação e para aumentar as condições de estabilidade.

Quando se coloca um filtro, como mostrado na Figura VII.11, dois cuidados devem ser tomados:

. O material do filtro deve ser mais permeável que o solo que está sendo drenado.

. É necessário que o material do filtro tenha granulometria tal que, as partículas do solo drenado não possam passar pelos vazios nele existentes. Se isto acontecer, ocorrerá uma erosão interna. A perda de partículas pelos vazios do filtro dá origem a um fenômeno de erosão regressiva, conhecido como *piping*, o qual progride com velocidade crescente, podendo comprometer o comportamento do filtro e do solo drenado.

Terzaghi propôs dois critérios para projeto de filtros de proteção, baseados nas curvas granulométricas dos materiais, ainda hoje empregados, após constantes verificações práticas:

1) $D_{15\,filtro} > 5\,D_{15\,solo}$, indica que o filtro deve ser mais permeável que o solo.

2) $D_{15\,filtro} < 5\,D_{85\,solo}$, limita o tamanho dos finos do filtro de forma que eles não deixem passagem para os grãos do solo se infiltrarem.

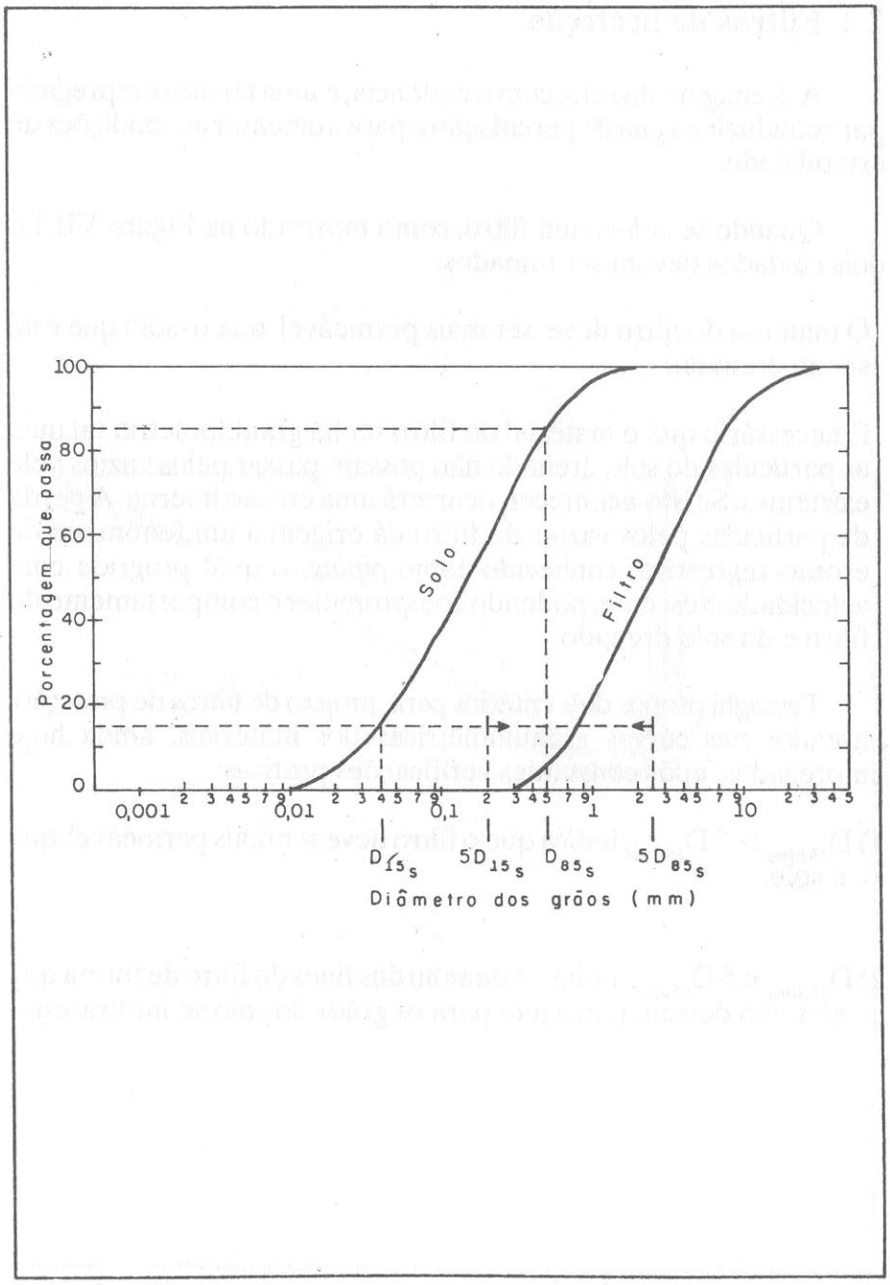


FIGURA VII.12 - Exemplo de aplicação dos critérios de filtro

O significado de D_{15} e D_{85} é semelhante ao da definição de D_{10}, empregado para a estimativa do coeficiente de permeabilidade.

Um exemplo de aplicação desses critérios é mostrado na Figura VII.12.

Os critérios de Terzaghi aplicam-se bem a materiais granulares. No caso de solos argilosos, a aglomeração das partículas de argila tende a impedir a infiltração das partículas entre os vazios do filtro. Esta característica, entretanto, não é comum a todos os solos argilosos. Certos solos argilosos e siltosos apresentam-se naturalmente dispersos, não havendo aglomeração de partículas, e sendo suscetíveis a erosões internas devidas à percolação. Nestes casos, mantas sintéticas são freqüentemente empregadas entre o solo e o filtro, para conter as partículas finas do solo que está sendo drenado.

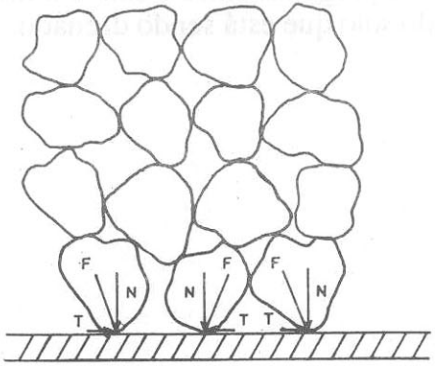


FIGURA VII.13 - Esquema para definição de tensões

3 TENSÕES TOTAIS, EFETIVAS E NEUTRAS EM SOLOS

3.1 Conceito de tensões em solos

As forças aplicadas ao solo são transmitidas através da massa, de partícula a partícula. Essa transmissão é feita no contato entre partículas e, portanto, em áreas muito reduzidas em relação à área total envolvida.

Para o entendimento do conceito de tensão em solos, faz-se a seguinte simplificação: considere-se que uma placa seja colocada em uma seção no interior do solo (substituindo os grãos da porção inferior), como se mostra na Figura VII.13.

Diversos grãos transmitirão forças à placa, forças estas que podem ser decompostas em normais e tangenciais à superfície da placa. A somatória das componentes normais ao plano dividida pela área total é definida como tensão normal:

$$\sigma = \Sigma N / \text{área}$$

A somatória das forças tangenciais dividida pela área total é denominada tensão de cisalhamento:

$$\tau = \Sigma T / \text{área}$$

Nota-se, então, que, apesar dos esforços serem transmitidos através das áreas de contato entre grãos, quando se calculam tensões em solos, deve-se considerar sempre a área total.

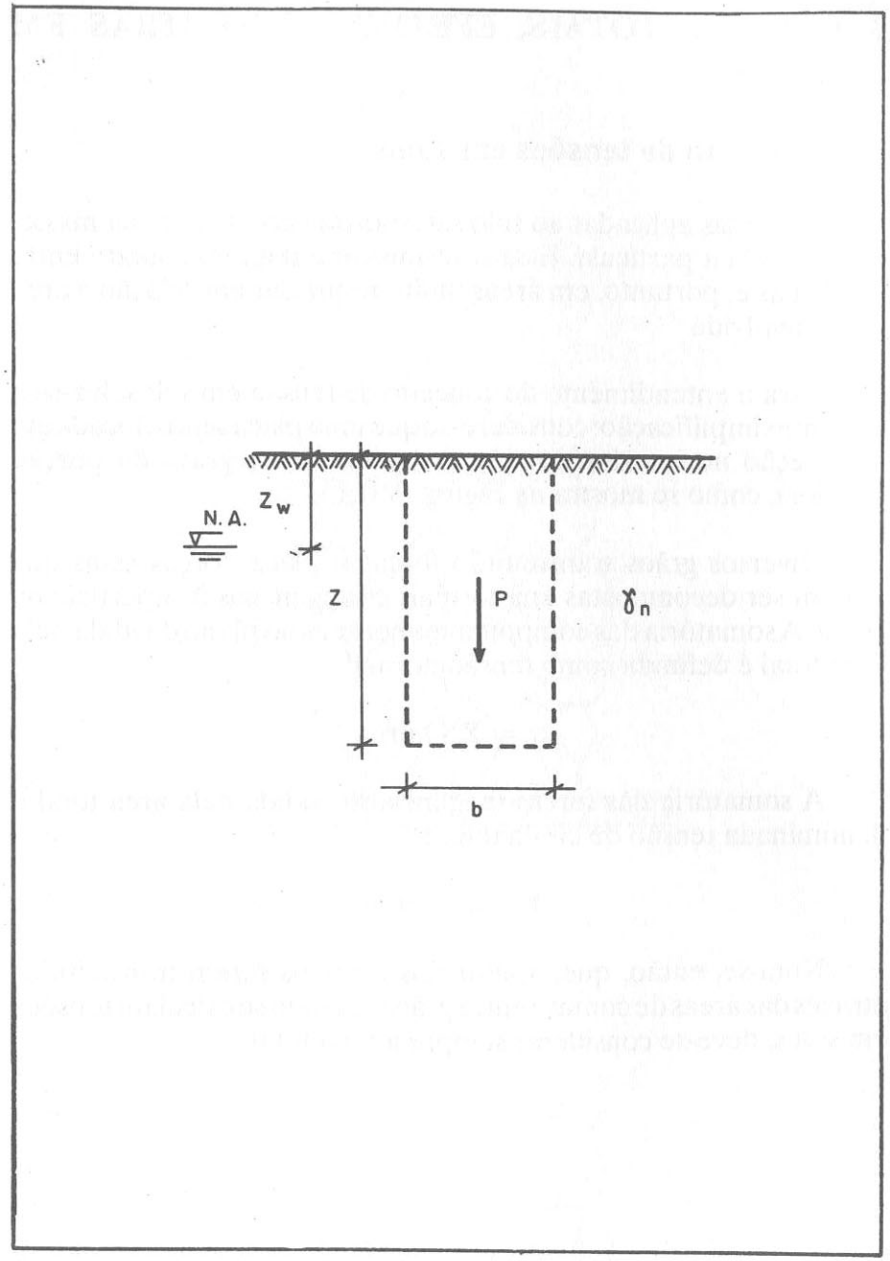


FIGURA VII.14 - Coluna de solo de espessura c (na direção perpendicular ao papel)

Neste item, serão discutidas somente as tensões normais. As tensões de cisalhamento serão tratadas no item 5 deste Capítulo referente à resistência ao cisalhamento dos solos.

3.2 Tensões devidas ao peso próprio do solo

Para o cálculo da tensão vertical, em uma certa profundidade *z*, devida ao peso próprio do solo, imagine-se uma coluna de solo de seção retangular b x c, conforme indicado na Figura VII.14. O peso da coluna de solo vale:

$$P = \gamma_n \cdot \text{volume} = \gamma_n \cdot z \cdot b \cdot c$$

Portanto, a tensão vertical na base da coluna é:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{\gamma_n \cdot z \cdot b \cdot c}{b \cdot c} = \gamma_n \cdot z$$

Se o solo for constituído por uma sucessão de camadas uniformes de espessuras z_1, z_2, z_3 etc. e com massas específicas naturais γ_{n1}, γ_{n2}, γ_{n3} etc., a tensão normal vertical será dada por:

$$\sigma = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_{ni} \cdot z_i$$

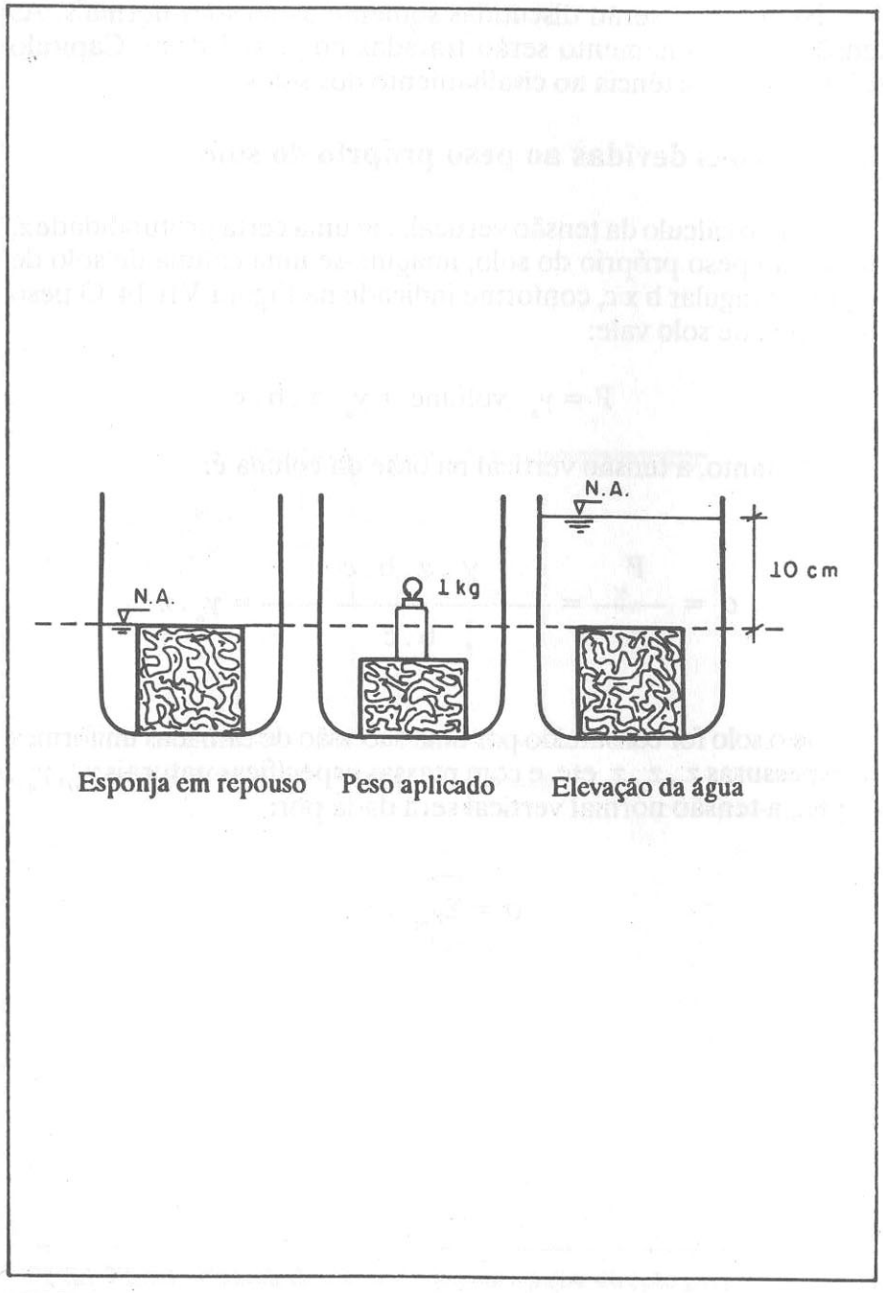


FIGURA VII.15 - Simulação para o entendimento do conceito de tensão efetiva

3.3 Pressão neutra e conceito de tensões efetivas

Suponha-se agora que, na situação representada na Figura VII.14, o lençol freático esteja a uma certa profundidade z_w. A água no interior dos vazios abaixo dele estará sob uma pressão que depende de sua profundidade. Na profundidade z, a pressão na água, que em Mecânica dos Solos recebe o nome de pressão neutra e é representada pelo símbolo u, é:

$$u = (z - z_w) \cdot \gamma_w$$

O grande avanço no conhecimento do comportamento dos solos foi dado por Terzaghi, ao propor que se considerasse a diferença entre a tensão total e a pressão neutra como a tensão que efetivamente determina o comportamento do solo. A esta diferença atribuiu o nome de tensão efetiva:

$$\overline{\sigma} = \sigma - u$$

A tensão efetiva pode ser entendida como a parcela da tensão que é transmitida através do esqueleto formado pelos grãos. Quando a tensão efetiva se altera, as forças transmitidas pelos grãos se alteram, ocorrendo, em conseqüência, deformações nos solos.

O conceito de tensão efetiva pode ser visualizado, imaginando uma esponja cúbica, com 10 cm de aresta, em um recipiente, como é mostrado na Figura VII.15, com água até sua superfície superior.

Colocando-se sobre ela um peso de 1 kg, a pressão aplicada é 0,01 kg/cm^2 (1 kg/ 100 cm^2) e as tensões no interior da esponja serão

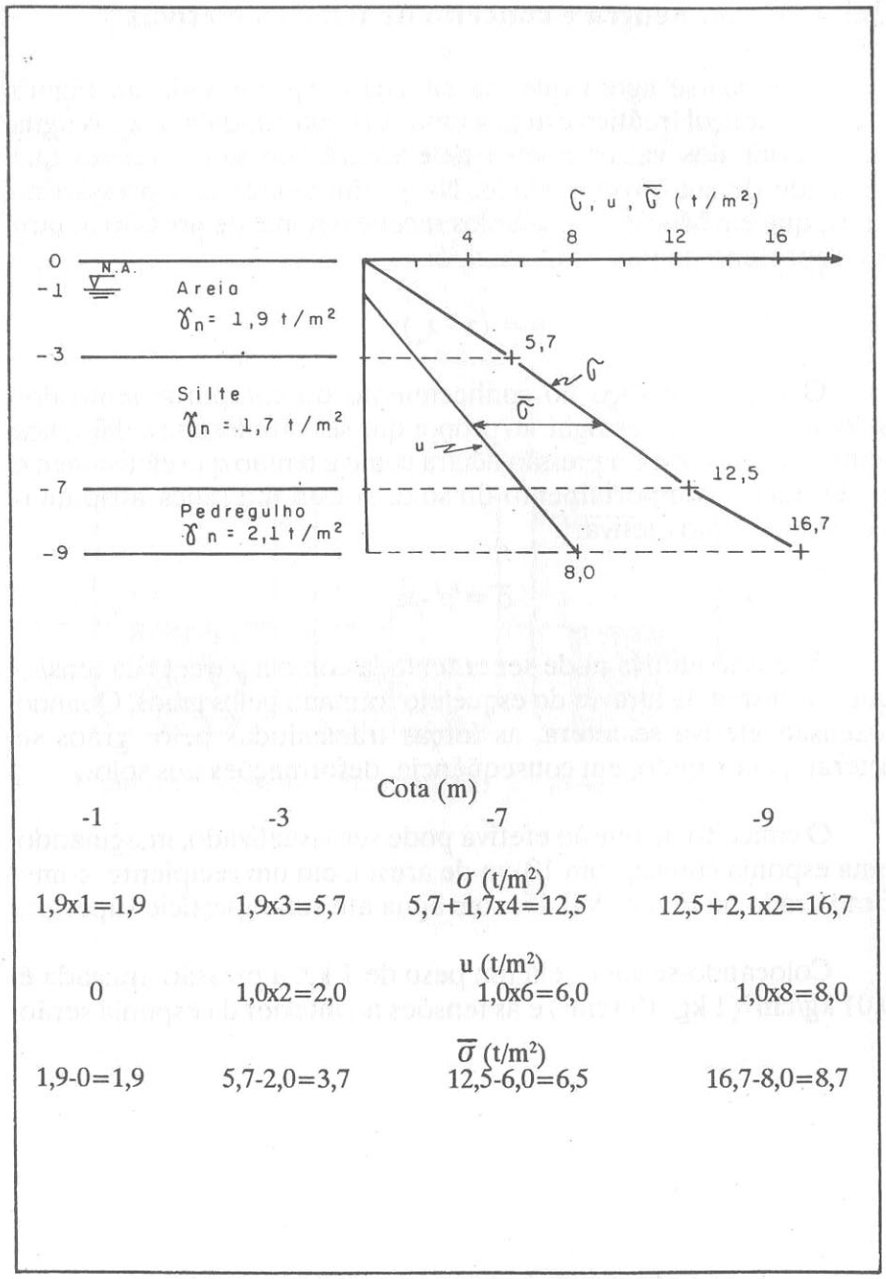


FIGURA VII.16 - Exemplo de cálculo de tensões efetivas

majoradas do mesmo valor. Observa-se que a esponja se deformará sob a ação desse peso. O acréscimo de tensão foi *efetivo*.

Se ao invés de se colocar o peso, o nível de água fosse elevado de 10 cm, a pressão atuante sobre a esponja seria também de 0,01 kg/cm^2 (0,001 kg/cm^3 x 10 cm) e as tensões no interior da esponja seriam majoradas deste mesmo valor.

Entretanto, a esponja não se deforma. A pressão da água atua também nos vazios da esponja e a estrutura sólida não "sente" a alteração das pressões. O acréscimo de pressão foi *neutro*.

O mesmo fenômeno ocorre nos solos. Por esta razão, uma areia ou argila na plataforma marítima, ainda que esteja sob uma lâmina de água de 100 m de profundidade, pode ser tão fofa ou mole quanto o solo no fundo de um lago de pequena profundidade.

Na Figura VII.16, apresentam-se exemplos de cálculo das tensões efetivas em um perfil de solo hipotético.

A tensão efetiva é responsável pelo comportamento mecânico do solo. Deve-se notar que a pressão neutra, até aqui considerada, é a pressão na água resultante da diferença de cota entre o nível de água e o ponto considerado. Será visto que carregamentos aplicados sobre o solo também provocam pressões neutras, que inclusive podem levar à ruptura.

4 DEFORMAÇÕES DOS SOLOS

4.1 Devidas a carregamento

Todo solo, quando carregado, se deforma. Algumas destas deformações ocorrem imediatamente após o carregamento. Nos solos não-saturados e nas areias, essas deformações, ditas imediatas, são as mais importantes e ocorrem por compressão do ar ou percolação da água, simultâneas ao carregamento.

Outras deformações ocorrem de maneira mais lenta, pois dependem da saída de água dos vazios do solo, retardada pela baixa permeabilidade. São as deformações por adensamento, de grande importância nas argilas saturadas.

Finalmente, tendo ou não havido deformação por adensamento, ocorrem deformações que se prolongam por muito tempo. São as deformações lentas, que incluem o adensamento secundário e o rastejo.

TABELA VII.7 - Valores do coeficiente de forma I

Geometria da área carregada	Tipo de aplicação de carga		
	Rígida	Flexível	
		no centro	no canto
Circular	0,79	1,00	0,64
Quadrada	0,86	1,11	0,56
Retangular:			
L/B = 2	1,17	1,52	0,75
L/B = 5	1,66	2,10	1,05
L/B = 10	2,00	2,54	1,27

TABELA VII.8 - Valores típicos médios de módulos de elasticidade de argilas em função da consistência

Consistência	Módulo de elasticidade
Muito mole	menor que 25 kg/cm²
Mole	de 25 a 50 kg/cm²
Média	de 50 a 100 kg/cm²
Rija	de 100 a 200 kg/cm²
Muito rija	de 200 a 400 kg/cm²
Dura	maior que 400 kg/cm²

4.1.1 DEFORMAÇÕES IMEDIATAS

Tanto a distribuição de tensões no interior do solo, como as deformações imediatas, são geralmente calculadas pela Teoria da Elasticidade, ou por processos empíricos, baseados na observação do comportamento de obras semelhantes.

A Teoria da Elasticidade fornece, por exemplo, os recalques provocados por um carregamento aplicado na superfície do solo pela expressão:

$$\rho = I \frac{\sigma_o \cdot B}{E} (1 - \nu^2)$$

onde σ_o é a pressão uniformemente distribuída e B a largura ou diâmetro da área carregada. O coeficiente I depende da forma da área carregada e do sistema de aplicação da carga, assumindo valores como os da Tabela VII.7.

Os parâmetros E e ν da expressão indicam o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material.

No caso de argilas saturadas, o coeficiente de Poisson vale 0,5 e o módulo de elasticidade pode ser obtido em ensaio de compressão simples ou de compressão triaxial não-drenado, ou ainda estimado em função de sua consistência, de acordo com a Tabela VII.8.

Para as areias, costuma-se adotar coeficiente de Poisson igual a 0,35. Os módulos de elasticidade, neste caso, devem ser obtidos em ensaios de compressão triaxial drenados. Seus valores são função da composição granulométrica, do formato e da resistência dos grãos e dependem da pressão confinante.

Uma ordem de grandeza dos módulos das areias para pressão confinante de 1 kg/cm² é:

Areias fofas: de 100 a 500 kg/cm²
Areias compactas: de 400 a 1 000 kg/cm²

Para pressões confinantes de 4 kg/cm², os módulos valem cerca de 2 a 3 vezes mais.

A seguir, apresenta-se um exemplo de cálculo de recalque imediato.

Recalque imediato no centro de uma sapata quadrada (200 cm x 200 cm) apoiada em uma camada de areia média (E = 200 kg/cm²), provocado por um carregamento de 2 kg/cm²:

$$\rho = I \frac{\sigma_o \times B}{E} (1 - \nu^2) = 1{,}11 \frac{2 \times 200}{200} (1 - 0{,}35^2) = 1{,}9 \text{ cm}$$

4.1.2 DEFORMAÇÕES POR ADENSAMENTO

O recalque por adensamento é aquele que ocorre devido à expulsão da água do interior dos vazios do solo. Quando um solo saturado é carregado superficialmente, a carga é inicialmente suportada pela água em seus vazios. A água, submetida à pressão, passa então a percolar em direção às faces de saída, passando a pressão aplicada a se transferir, gradativamente, da água (pressão neutra) para a estrutura do solo (tensão efetiva). Simultaneamente, ocorre uma diminuição do volume do solo (e, portanto, recalque), igual ao volume de água drenada. Este fenômeno é estudado através da Teoria do Adensamento.

A velocidade de saída de água dos vazios é tanto menor quanto menor a permeabilidade do solo. Em solos argilosos, os recalques por adensamento podem ser muito elevados e se desenvolver durante anos devido à sua baixa permeabilidade.

A Teoria do Adensamento está bem desenvolvida para carregamentos na superfície de camadas. Ensaios de adensamento indicam como varia o índice de vazios do solo em função da pressão aplicada (Figura VII.17) e como evoluem os recalques com o tempo (Figura VII.18), para uma determinada pressão aplicada.

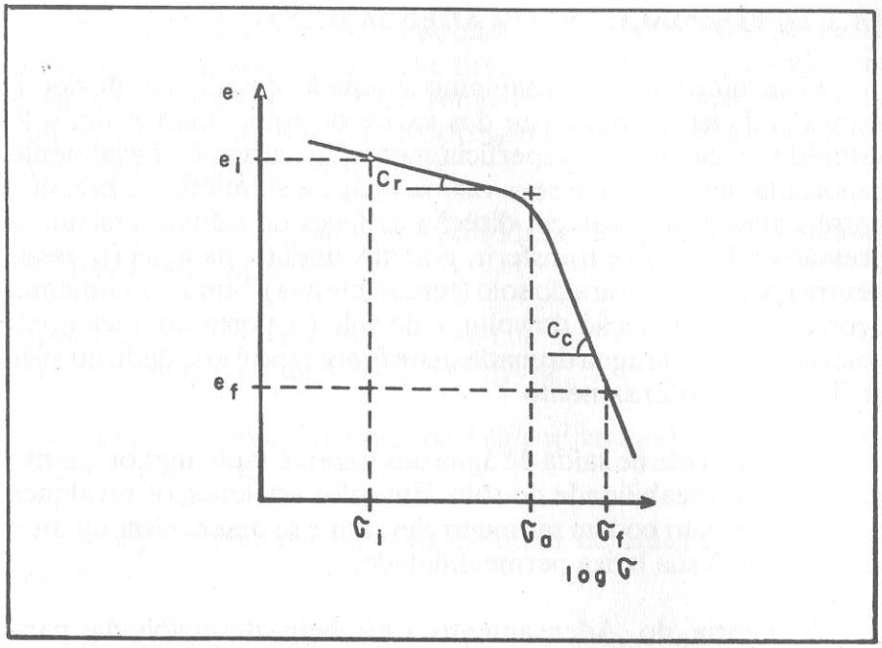


FIGURA VII.17 - Curva e x log p

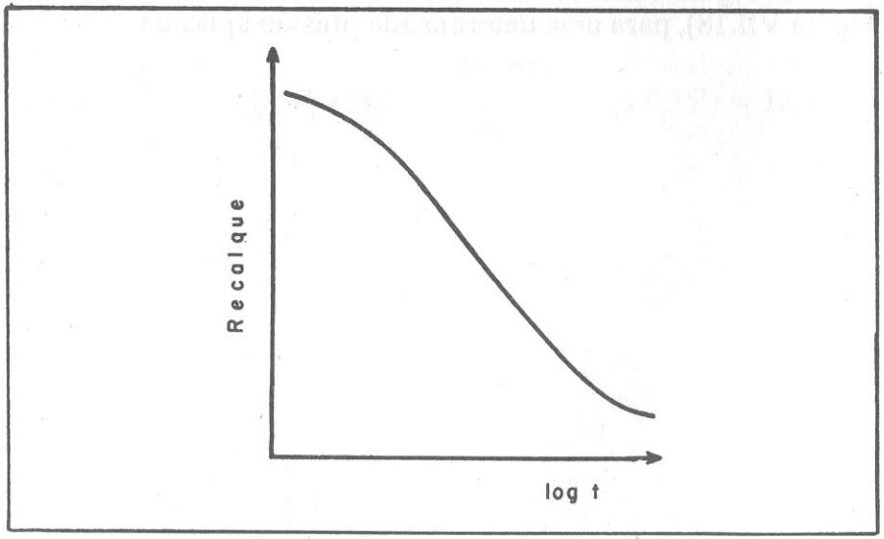


FIGURA VII.18 - Curva recalque x tempo

Dos dados da Figura VII.17 calculam-se os recalques pela equação:

$$\rho = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \cdot H$$

sendo H a espessura da camada e e_i e e_f obtidos da figura para as tensões σ_i e σ_f, anterior ao carregamento e após o carregamento, respectivamente, ou

$$\rho = \frac{1}{1 + e_i} \cdot H \cdot \left[C_r \cdot \log \frac{\sigma_a}{\sigma_i} + C_c \cdot \log \frac{\sigma_f}{\sigma_a} \right]$$

onde σ_a é a pressão de pré-adensamento (definida como a máxima tensão a que o solo já esteve submetido na natureza) e é indicada no gráfico "e x log p" pela mudança de inflexão na curva, conforme mostrado na Figura VII.17.

Os coeficientes C_r e C_c são características do solo, designados como "índice de recompressão" e "índice de compressão", obtidos da Figura VII.17. Eles podem também ser estimados para solos sedimentares, quando não se dispõe de resultados de ensaios de adensamento, pelas equações empíricas:

$C_c = 0{,}009\ (LL-10)$; e

$C_r = 0{,}0015\ (LL-10)$.

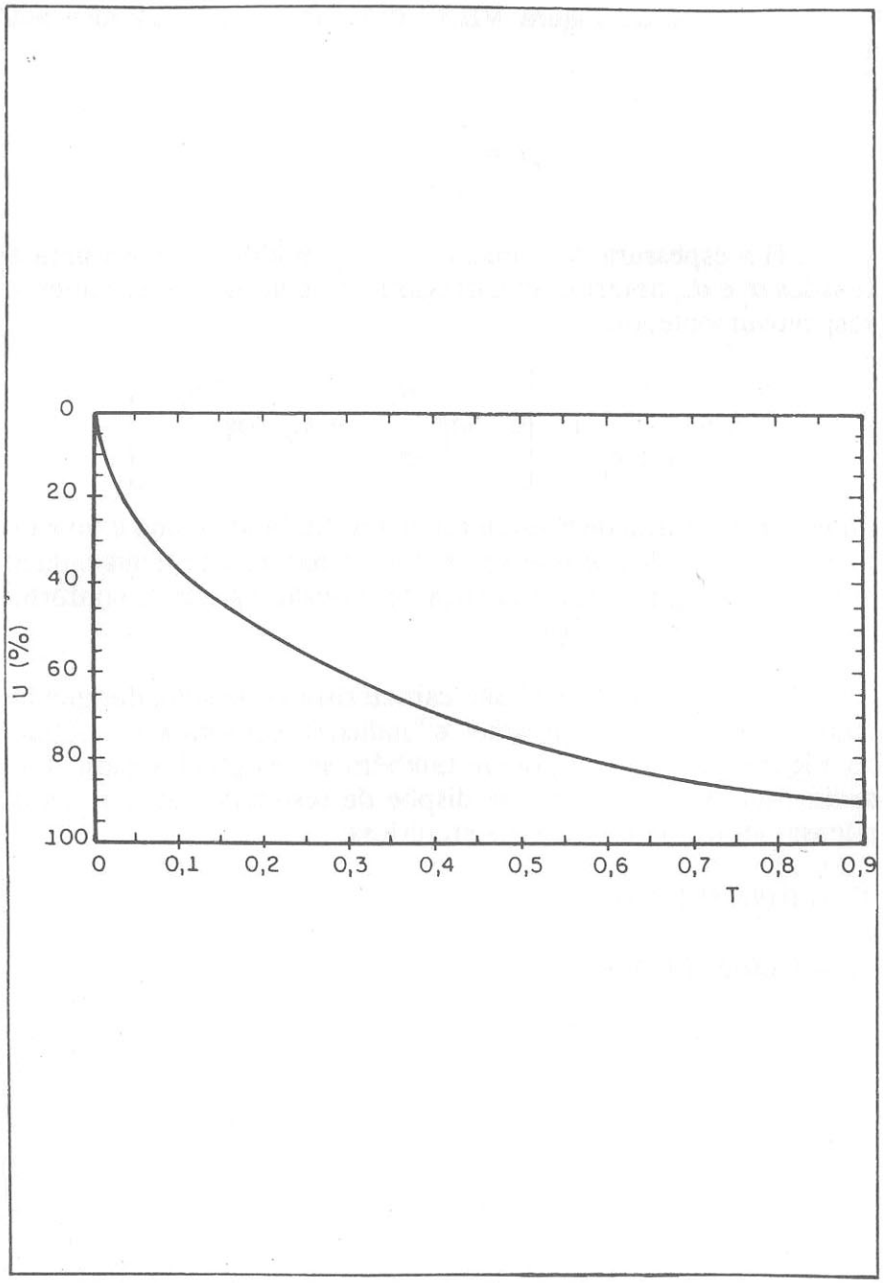


FIGURA VII.19 - Curva porcentagem de adensamento x fator tempo

A evolução dos recalques com o tempo, para todos os casos, segue uma curva de mesmo tipo, como mostrado na Figura VII.19. Nessa figura está indicada a variação da porcentagem de recalque U (quanto houve de recalque em relação ao total que ocorrerá) em função de um parâmetro adimensional denominado fator tempo T, que é diretamente proporcional ao tempo real. O ajuste dessa curva a um caso real se faz através do coeficiente de adensamento do solo, C_v, e da maior distância de percolação, H_d, pela equação:

$$t = \frac{T\,(H_d)^2}{C_v}$$

O coeficiente de adensamento, que é um indicador da velocidade de recalque, é determinado pela análise da curva recalque x tempo, obtida no ensaio de adensamento (Figura VII.18), e é função do coeficiente de permeabilidade do solo. Argilas moles apresentam coeficiente de adensamento da ordem de 0,02 m^2/dia.

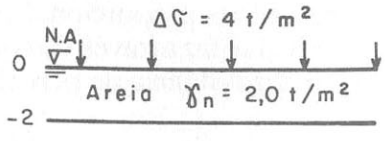
Na Figura VII.20, apresenta-se um exemplo de cálculo de recalque por adensamento. Nesse exemplo, H_d é igual à metade da altura da camada de argila, pois a partícula de água, a qual percorrerá o maior trajeto de percolação, situa-se no meio dessa camada, visto que há duas faces drenantes. Se apenas uma das faces fosse drenante, H_d seria igual à própria altura da camada.

Outros problemas, que não o carregamento sobre superfície de argilas moles, envolvendo deformações por adensamento, são de solução mais complexa.

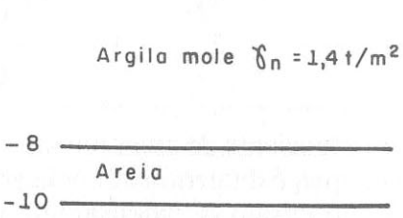
Cálculo de recalque da camada de argila mole devido à construção de um aterro ($\Delta\sigma = 4$ t/m²):

. tensões efetivas no centro da camada de argila (5 m):

$\sigma = 2{,}0x2 + 1{,}4x3 = 8{,}2$ t/m²
$u = 1{,}0x5 = 5{,}0$ t/m²
$\overline{\sigma}_i = 8{,}2 - 5{,}0 = 3{,}2$ t/m²
$\overline{\sigma}_f = 3{,}2 + 4{,}0 = 7{,}2$ t/m²



. dados obtidos em ensaio de adensamento na argila:



$\sigma_a = 5{,}0$ t/m² $\quad C_r = 0{,}23$
$e_i = 3{,}11 \quad C_c = 1{,}19$
$e_f = 2{,}88 \quad C_v = 0{,}02$ m²/dia

. recalque: $= \dfrac{3{,}11 - 2{,}88}{1 + 3{,}11} x\ 6 = 0{,}34$ m

$$\rho = \frac{6}{1+3{,}11}\left(0{,}23 \log\left(\frac{5{,}0}{3{,}2}\right) + 1{,}19 \log\left(\frac{7{,}2}{5{,}0}\right)\right) = 0{,}34 \text{ m}$$

.cálculo dos tempos para 50% e 90% de recalque:

$$t_{50} = \frac{T\,(H_d)^2}{C_v} = \frac{0{,}2 \times 3^2}{0{,}02} = 90 \text{ dias}$$

$$t_{90} = \frac{0{,}85 \times 3^2}{0{,}02} = 382 \text{ dias} \quad 1 \text{ ano}$$

FIGURA VII.20 - Exemplo de cálculo de recalque por adensamento

Entretanto, o conceito é o mesmo. As deformações são retardadas porque a variação de volume requer a saída de água do interior do solo, que é lenta por causa da baixa permeabilidade.

Quando aterros são compactados com umidades muito acima da umidade ótima, parte de seus recalques ocorrem por adensamento.

O fenômeno é semelhante para casos de descarregamento. Quando se faz uma escavação, por exemplo, a deformação (expansão) decorrente é retardada pela demora de entrada de água nos vazios do solo.

4.1.3 DEFORMAÇÃO LENTA

Após as deformações imediatas e por adensamento, os solos carregados continuam a apresentar deformações durante muito tempo. Elas são maiores para argilas moles e principalmente orgânicas, após o adensamento. Neste caso, são chamadas de deformações por adensamento secundário.

Ocorrem também deformações lentas em taludes de encostas de serras. São movimentos contínuos, de velocidade muito reduzida, devidos à ação da gravidade, podendo se acelerar em períodos chuvosos. São chamados de rastejos.

As massas de tálus acumuladas nos sopés das encostas apresentam rastejos, com velocidades de deformação bastante significativas. Eventuais obras nos corpos de tálus, por cortes ou escavações em suas porções mais baixas, podem provocar aceleração destes movimentos.

4.2 Devidas à variação de umidade

4.2.1 CONTRAÇÃO

Um solo saturado, quando perde umidade por evaporação, diminui de volume, justamente o volume de água que se evaporou. Geralmente, no início do processo, o solo continua saturado, apesar da diminuição de volume.

Com a continuidade da evaporação, o arranjo das partículas não permite mais que ele se contraia. Assim, permanece com o índice de vazios final, diminuindo o grau de saturação. Entre as duas fases, existe uma faixa de transição.

Um solo compactado, ainda que não saturado, também pode apresentar contração conseqüente da perda de umidade por evaporação. A maior ou menor contração depende do teor de umidade em que foi compactado e do tipo de solo. Geralmente, os solos mais argilosos apresentam maiores contrações. A experiência tem mostrado, por outro lado, que os solos lateríticos são sujeitos a maiores contrações do que os saprolíticos.

Uma massa reduzida de solo, um corpo de prova, por exemplo, pode diminuir de volume sem modificar sua forma. Uma grande massa de solo, como um aterro, entretanto, não consegue manter a forma, em virtude da reação oriunda do atrito em sua base. Neste caso, o solo trinca.

O arranjo das trincas depende do tipo de solo. Solos mais coesivos apresentam trincas mais espaçadas e com maiores espessuras.

As trincas devidas à contração têm importância no comportamento dos solos, principalmente por causa da penetração de água, que pode provocar empuxos, facilitar a infiltração de água nas camadas inferiores e reduzir a resistência.

4.2.2 EXPANSIBILIDADE

Certos solos, não-saturados, apresentam expansão quando submetidos ao aumento do teor de umidade. A expansão é resultante da entrada de água nas interfaces das estruturas mineralógicas, ou da liberação de pressões de sucção (pela destruição dos meniscos capilares) a que o solo estava submetido. A expansibilidade é muito ligada ao tipo de mineral presente no solo.

A expansibilidade é mais freqüente em solos muito sobre-adensados, isto é, solos cujas pressões atuantes correntemente são menores do que as que existiram no passado. Por outro lado, constata-se que a expansão é tanto menor quanto maior a pressão a que o solo está submetido. Existe mesmo uma pressão acima da qual o solo não se expande quando submetido à saturação. Esta pressão é denominada pressão de expansão.

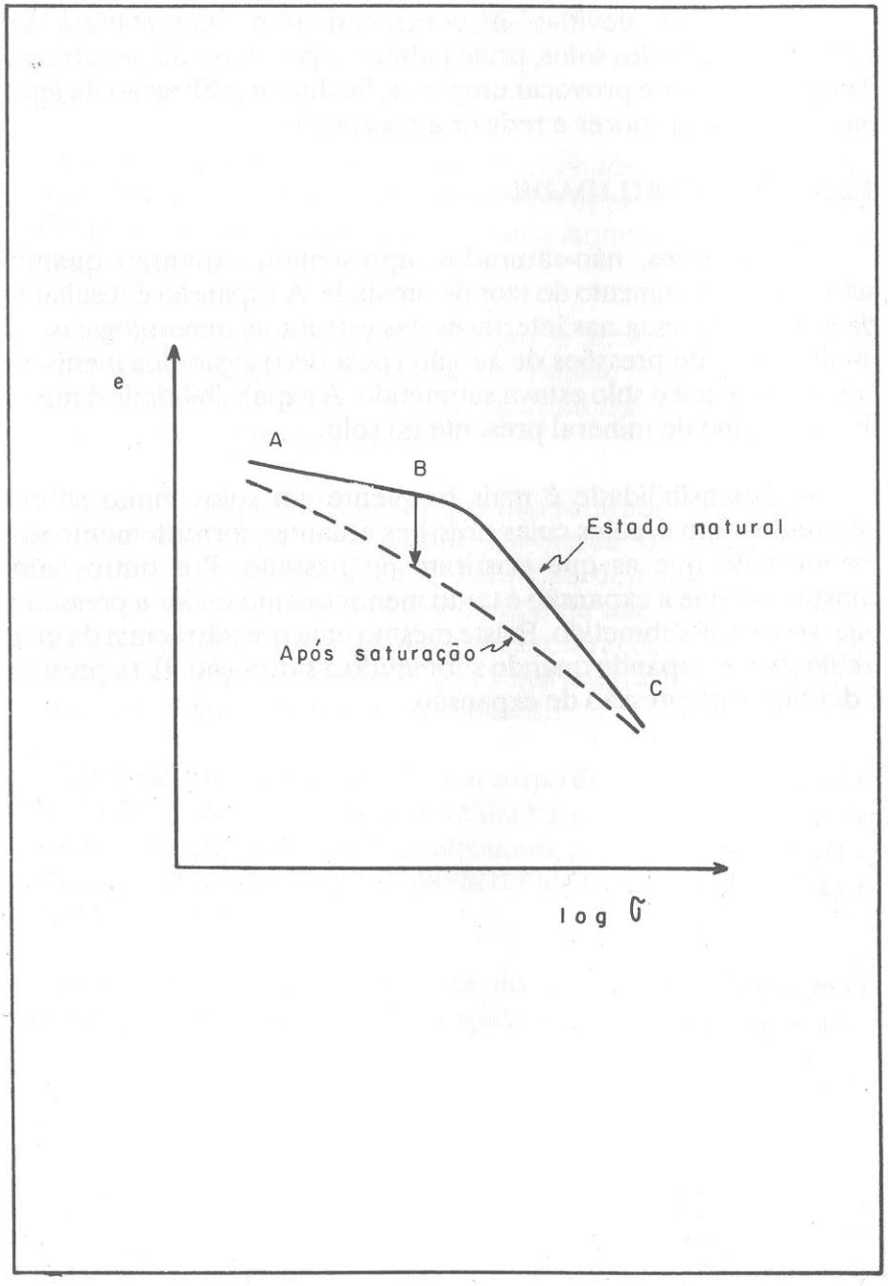


FIGURA VII.21 - Resultado de ensaio de adensamento em solo colapsível

4.2.3 COLAPSIVIDADE

Certos solos não-saturados, que em um ensaio de adensamento apresentam uma curva índice de vazios x logaritmo da pressão como a ABC da Figura VII.21, se forem submetidos à saturação quando na situação indicada por B, apresentam uma súbita compressão.

Esses solos são denominados solos colapsíveis. Naturalmente, esta propriedade depende do estado de saturação em que o solo se encontra e do estado de tensões a que está submetido. O colapso é devido à ruptura dos meniscos capilares, que provocavam uma tensão de sucção que deixa de existir, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas unidas.

O recalque provocado pelo umedecimento depende do nível de tensões em que o solo se encontra. Para baixas tensões, o recalque é pequeno, aumentando com a tensão até um certo valor, e passa a ser menor para tensões maiores, até que deixa de ocorrer para tensões muito elevadas. Esta variação é mostrada na Figura VII.21.

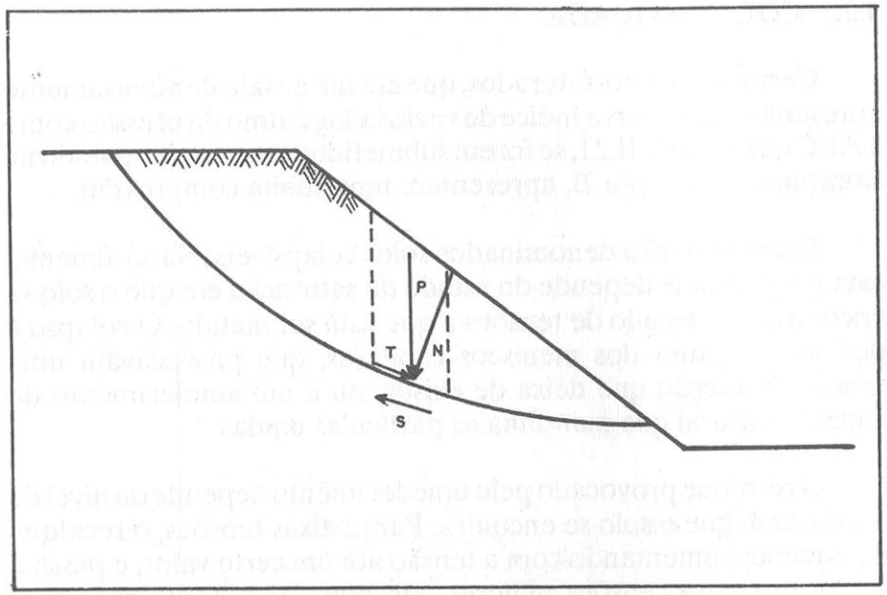


FIGURA VII.22 - Estabilidade de um talude

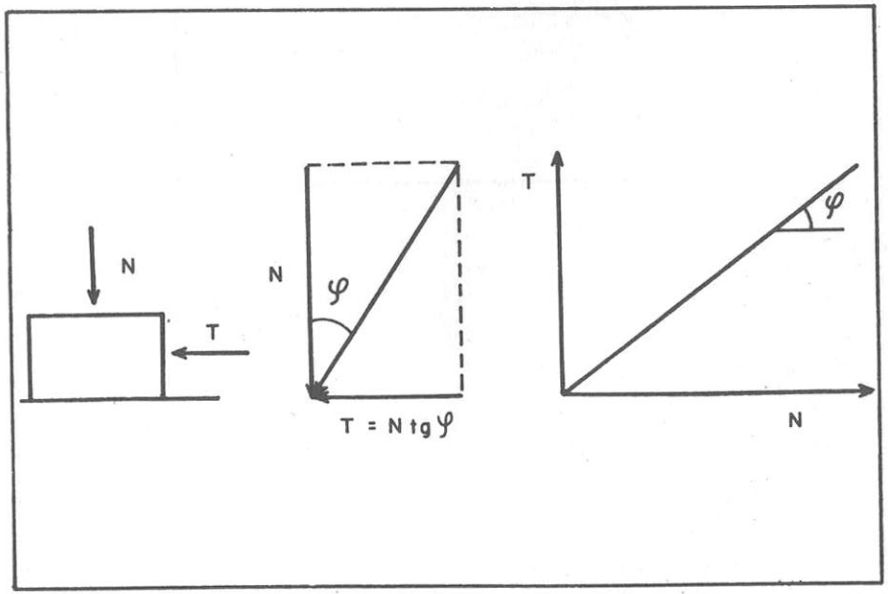


FIGURA VII.23 - Deslizamento entre corpos sólidos

5 RESISTÊNCIA DOS SOLOS

5.1 Resistência ao cisalhamento

A resistência dos solos é quase sempre referida à sua resistência ao cisalhamento. É o que ocorre, por exemplo, em um talude (Figura VII.22): uma porção da massa do solo tende a escorregar e é suportada pela resistência ao cisalhamento do solo.

O que se passa internamente no solo é semelhante ao mecanismo de escorregamento entre corpos sólidos. O cisalhamento do solo é o resultado do escorregamento relativo de um conjunto de partículas.

A experiência mostra que para se fazer um corpo sólido deslizar em relação a outro, é necessário se aplicar uma determinada força tangencial T, a qual é proporcional à força normal N que se transmite de um corpo para o outro (Figura VII.23). Em um gráfico da força tangencial que leva ao deslizamento em relação à força normal atuante, tem-se então uma reta, como se mostra na figura.

A relação entre as duas forças pode ser escrita da seguinte forma:

$$T = N \cdot tg\,\varphi$$

sendo φ o ângulo de atrito, que é tanto o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal, como o ângulo da reta que representa a variação de T com N.

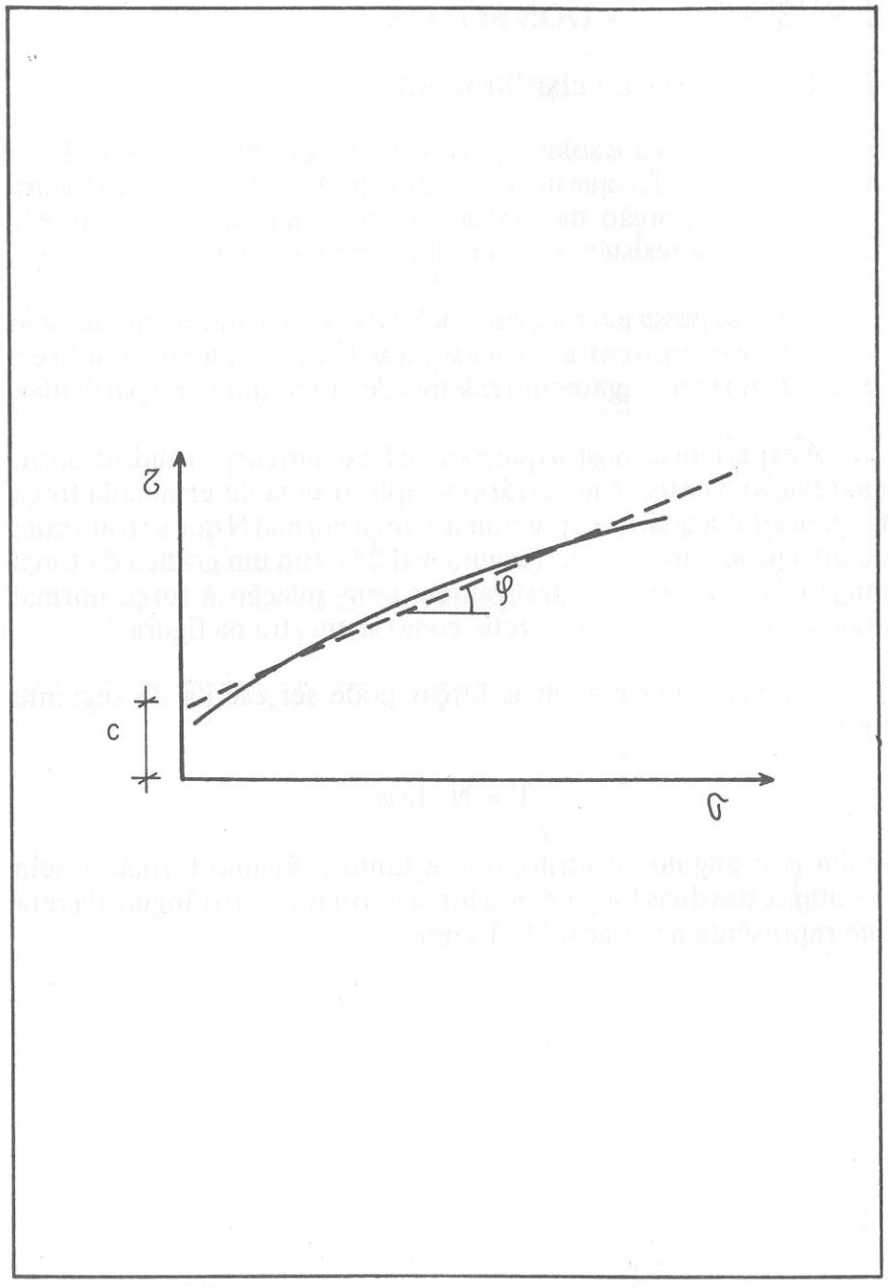


FIGURA VII.24 - Envoltória de resistência

A resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devida ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química entre partículas pode dar origem também a uma resistência adicional, independente da tensão normal atuante no plano, e que constitui uma coesão, como se uma cola tivesse sido aplicada entre os dois corpos mostrados na Figura VII.23.

A ruptura em solos fica bem refletida pelos critérios de ruptura de Mohr e de Coulomb que podem ser expressos, simplificadamente, da seguinte forma:

"A resistência ao cisalhamento em qualquer plano no interior de uma massa de solo depende da tensão normal atuante no plano e é tanto maior quanto maior for essa tensão."

A resistência, portanto, pode ser representada por uma curva do tipo mostrado na Figura VII.24, chamada envoltória de resistência. Quando para uma certa tensão normal atuante a tensão cisalhante está abaixo da envoltória, não ocorre ruptura.

A envoltória de resistência é freqüentemente uma reta. Quando não, a curva costuma ser substituída pela reta que melhor se ajusta a ela, para os níveis de tensões considerados (Figura VII.24). Isto simplifica as aplicações, pois a envoltória pode ser representada pela equação:

$$s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

onde c e φ são a coesão e o ângulo de atrito interno do solo, e σ a tensão normal atuante no plano considerado.

Convém esclarecer, entretanto, que os coeficientes c e φ, assim definidos, não são constantes para um dado solo, pois variam com o tipo de carregamento, com as condições de drenagem etc.

A rigor, a resistência ao cisalhamento é função da tensão normal efetiva. Assim, caso se conheça a pressão neutra atuante na ruptura, a resistência ao cisalhamento pode ser expressa em termos de tensões efetivas, pela seguinte equação:

$$s = c' + \overline{\sigma} \operatorname{tg} \varphi'$$

onde c′ e φ' são denominados, respectivamente, de coesão e ângulo de atrito interno efetivos, os quais, para efeitos práticos, podem ser considerados independentes dos fatores acima mencionados.

A envoltória em termos de tensões efetivas pode ser obtida, como será visto a seguir, tanto em ensaios drenados como em ensaios não-drenados. No primeiro caso, a pressão neutra resultante do carregamento é dissipada (u=0) e, portanto, as tensões efetivas são as próprias tensões totais aplicadas. No caso dos ensaios não-drenados, é possível instalar um dispositivo para a leitura da pressão neutra, podendo-se, então, calcular as tensões efetivas.

5.2 Ensaios para a determinação da resistência

Determinar a resistência de um solo é determinar sua envoltória de resistência, ou seja, os parâmetros c e φ (ou c′ e φ') da equação de resistência. Dois tipos de ensaios são empregados com maior freqüência: ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial.

5.2.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

No ensaio de cisalhamento direto, o corpo de prova de solo é colocado parcialmente em uma caixa de cisalhamento, ficando com a metade superior dentro de um anel, como se mostra na Figura VII.25.

Este ensaio geralmente é feito na condição drenada, tendo em vista a impossibilidade prática de impedir completamente a drenagem do corpo de prova.

Aplica-se, inicialmente, uma força vertical N. A seguir, passa-se a aplicar forças horizontais crescentes no anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento em relação à caixa onde se encontra fixada a metade inferior. O maior esforço resistente do solo a este deslocamento é a sua resistência ao cisalhamento.

Durante o ensaio, os deslocamentos horizontais são medidos e a variação da tensão cisalhante durante o deslocamento é determinada, sendo então obtida a máxima tensão cisalhante (Figura VII.26).

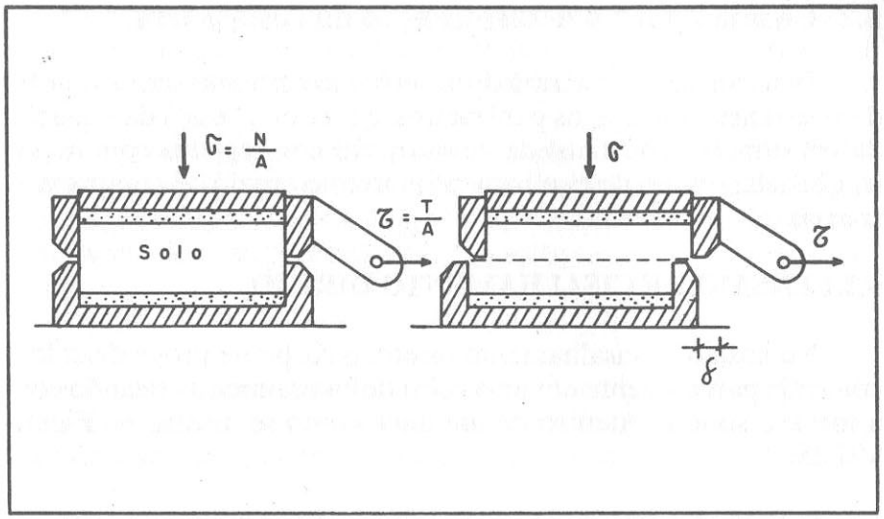


FIGURA VII.25 - Ensaio de cisalhamento direto

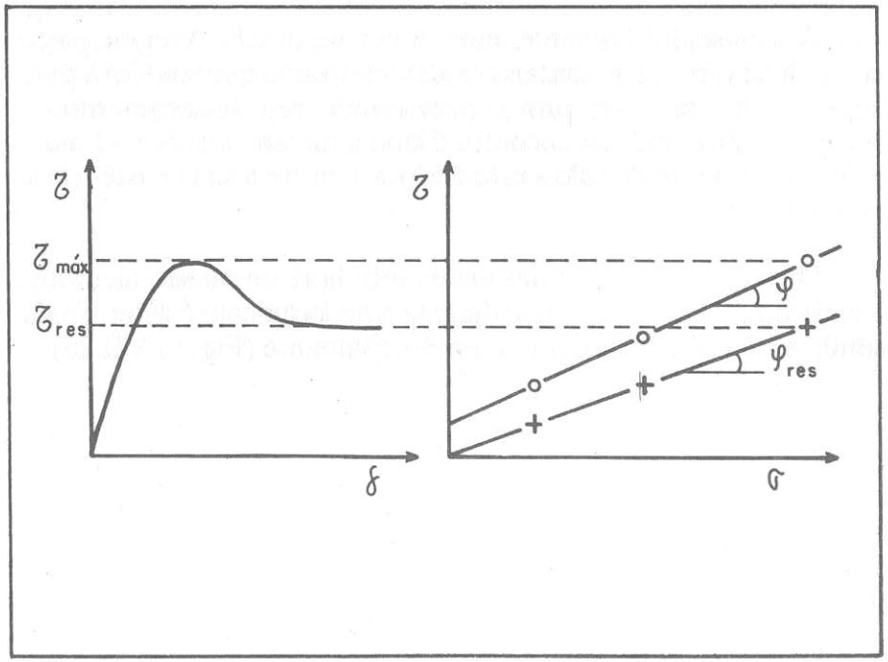


FIGURA VII.26 - Resultado de ensaio de cisalhamento direto

As máximas tensões cisalhantes de ensaios feitos com diferentes tensões normais aplicadas permitem determinar a envoltória de resistência.

É possível, também, determinar a resistência ao cisalhamento residual do solo, ou seja, aquela que o solo continua a apresentar após a ruptura, a grandes deformações, como ilustra a Figura VII.26.

5.2.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

O ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação inicial de um estado hidrostático de pressão e, a seguir, de acréscimos sucessivos de carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico, até a ruptura.

Para isto, o corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema é mostrado na Figura VII.27, envolto por membrana de borracha. A câmara é cheia com água, à qual se aplica a pressão desejada, e que atua em toda superfície do corpo de prova, chamada pressão confinante. O carregamento axial é feito por meio de esforços aplicados através de um pistão que penetra na câmara por um orifício superior.

Na base e no topo do corpo de prova são colocadas pedras porosas, de modo que durante o carregamento a água possa sair, ocorrendo, assim, variação de volume. Entretanto, caso seja necessário, estas saídas podem ser fechadas, evitando-se qualquer saída de ar ou água durante o carregamento. Estas alternativas dão origem a diferentes comportamentos dos solos, como se verá adiante.

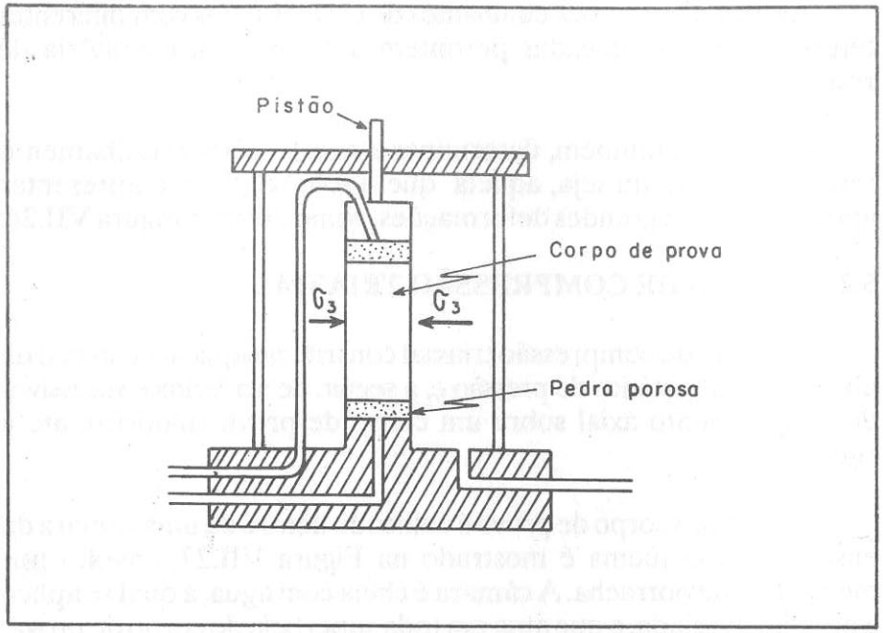


FIGURA VII.27 - Representação esquemática de uma câmara de ensaio triaxial

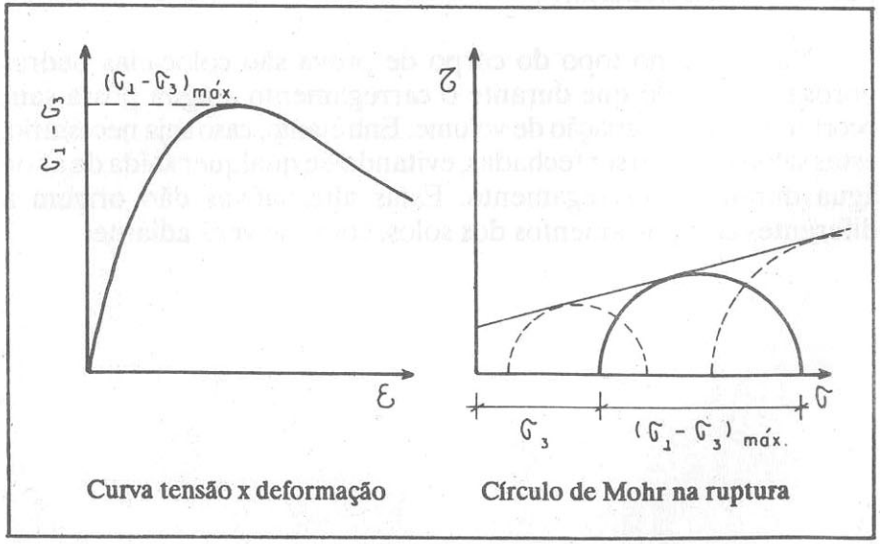


FIGURA VII.28 - Resultado de ensaio triaxial

Do ensaio, obtém-se, para cada acréscimo de tensão axial, a deformação correspondente (com o que se pode determinar o módulo de elasticidade do solo) e a variação de volume (indicando se o corpo de prova se contraiu ou expandiu). O resultado típico de um ensaio é mostrado na Figura VII.28.

Quando a variação de volume é impedida, a pressão na água dos poros do solo (pressão neutra) resultante do carregamento pode ser medida por meio de dispositivos especiais.

A tensão axial de ruptura do ensaio permite a obtenção do estado de tensões no corpo de prova, que pode ser representado por um círculo chamado "círculo de Mohr", como se mostra na Figura VII.28. Nesta figura, σ_1 corresponde à tensão vertical máxima e σ_3 é a pressão confinante, que é mantida constante.

Outros ensaios com o mesmo solo, mas com pressões confinantes diferentes, determinam outros círculos. A reta (ou curva) que tangencia estes círculos é denominada envoltória de resistência do solo, a qual depende das condições de drenagem impostas.

Conforme as condições de drenagem do corpo de prova durante o ensaio, três tipos de ensaio são considerados:

. *Ensaio drenado* - Neste ensaio, é permitida a drenagem em todas as fases e, em conseqüência, as pressões neutras são dissipadas (u=0). As tensões totais medidas indicam, portanto, as tensões efetivas.

. *Ensaio adensado não-drenado* - O corpo de prova é drenado sob a pressão confinante, mas é carregado axialmente sem drenagem. Representa o comportamento de um aterro algum tempo após a construção. O ensaio pode ser feito com medida de pressões neutras. Neste caso, ficam conhecidas tanto as tensões totais como as tensões efetivas.

. *Ensaio não-drenado* - Neste ensaio, não se permite qualquer drenagem do corpo de prova. Indica a resistência do solo para a hipótese de ser carregado na situação em que se encontra, sem possibilidade de drenagem. O ensaio é interpretado em termos de tensões totais.

5.3 Valores típicos de resistência

5.3.1 RESISTÊNCIA DAS AREIAS

Como as areias são bastante permeáveis nos carregamentos a que elas ficam submetidas em obras de engenharia, na grande maioria dos casos, há tempo suficiente para que as pressões neutras devidas ao carregamento se dissipem. Desta forma, a resistência é definida em termos de tensões efetivas; o ensaio para obtenção da resistência é o ensaio drenado.

As areias não apresentam coesão. Não se consegue moldar um corpo de prova de areia seca ou de areia saturada. A moldagem de corpos de prova (de esculturas na praia) é devida a uma coesão aparente, que não se mantém se ela tornar-se saturada ou seca. Portanto, a resistência das areias é caracterizada exclusivamente pelo seu ângulo de atrito interno efetivo.

Os principais fatores que determinam a resistência das areias são:

. *Compacidade* - Quanto mais compacta uma areia, maior o seu ângulo de atrito interno. Este fato é devido ao entrosamento entre as partículas. Na areia fofa, o processo de cisalhamento consiste na rolagem e na reacomodação dos grãos; o cisalhamento ocorre com diminuição de volume. Na areia compacta, os grãos devem vencer os obstáculos constituídos pelas partículas que estão na sua trajetória; o cisalhamento ocorre com aumento de volume. Com este aumento, ao longo da superfície de ruptura, a areia torna-se fofa. Em conseqüência, a resistência residual da areia compacta é semelhante à da mesma areia na condição fofa.

. *Distribuição granulométrica* - Nas areias bem graduadas (grãos com diversos tamanhos), as partículas de menor tamanho ficam nos vazios deixados pelas maiores. Isto provoca melhor entrosamento e, conseqüentemente, maior ângulo de atrito interno.

. *Formato dos grãos* - As areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas têm ângulos de atrito menores que as constituídas de grãos angulares. Tal fato é também devido ao maior entrosamento que os grãos angulares apresentam.

. *Resistência dos grãos* - Embora a resistência ao cisalhamento seja um processo predominantemente de escorregamento e rolagem dos grãos, em certos casos os grãos não resistem aos esforços a que estão submetidos e se quebram: a resistência é menor. A quebra dos grãos é devida ao tipo de mineral (grãos de feldspato são menos

TABELA VII.9 - Valores típicos de ângulos de atrito efetivos de areias

Características da areia	Compacidade (de fofa a compacta)
Areia bem graduada	
de grãos angulares	37° a 47°
de grãos arredondados	30° a 40°
Areia mal graduada	
de grãos angulares	35° a 43°
de grãos arredondados	28° a 35°

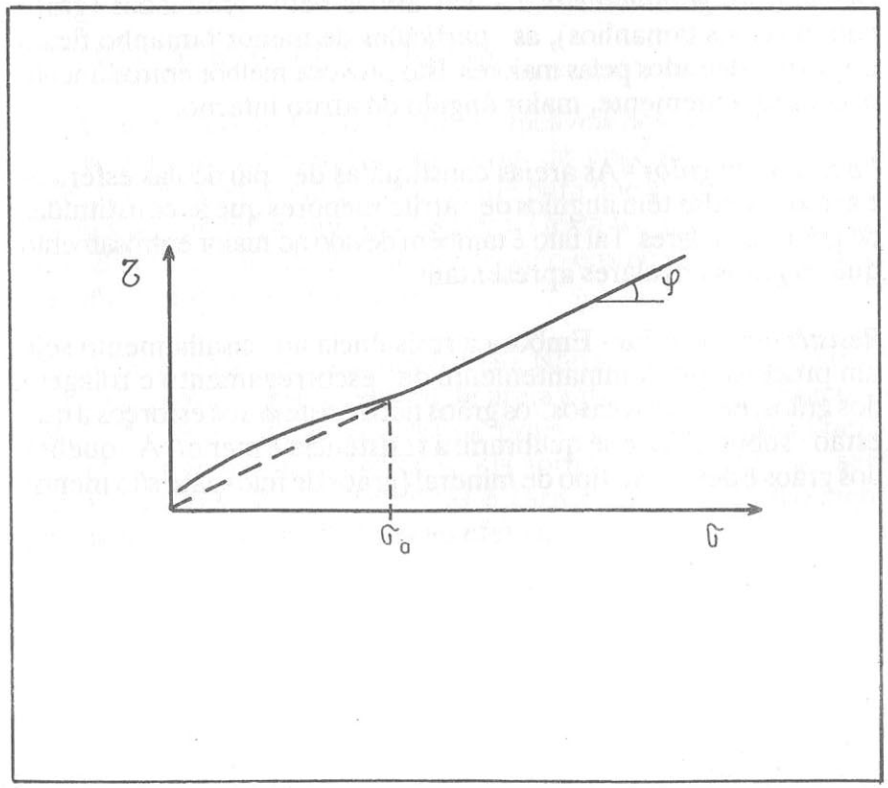


FIGURA VII.29 - Envoltória de resistência de um solo argiloso em ensaio drenado

resistentes do que grãos de quartzo), ao formato dos grãos (grãos angulosos são mais quebradiços) e às tensões aplicadas. Por causa deste último fator, as envoltórias de resistência indicam ângulos de atrito menores para tensões normais muito elevadas.

Para os níveis comuns de tensões (até 40 t/m^2), valores típicos de ângulos de atrito, em função dos fatores acima citados, são apresentados na Tabela VII.9.

5.3.2 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS DRENADOS

Os cálculos de estabilidade de maciços de solos argilosos geralmente são feitos para condições não drenadas, face à sua baixa permeabilidade. Entretanto, em certos casos, a análise pode ser feita com os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, desde que se leve em conta as pressões neutras que vierem a ocorrer no carregamento.

As envoltórias de resistência dos solos argilosos, em ensaios drenados, são constituídas de dois trechos distintos. Para tensões normais acima da pressão de pré-adensamento, a envoltória é uma reta, cujo prolongamento passa pela origem, sendo então caracterizada por um ângulo de atrito. Para tensões abaixo da pressão de pré-adensamento, a envoltória é curva, como se mostra na Figura VII.29. Este trecho curvo é substituído, para efeito de trabalho, por uma reta que melhor o represente.

Para o trecho acima da pressão de pré-adensamento, a experiência mostra que o ângulo de atrito efetivo é tanto menor quanto mais argiloso for o solo.

TABELA VII.10 - Ângulos de atrito de argilas em função do IP

Índice de plasticidade	Ângulo de atrito efetivo	
	Geral	São Paulo
10	30° a 38°	30° a 35°
20	26° a 34°	27° a 32°
40	20° a 29°	20° a 25°
60	18° a 25°	15° a 17°

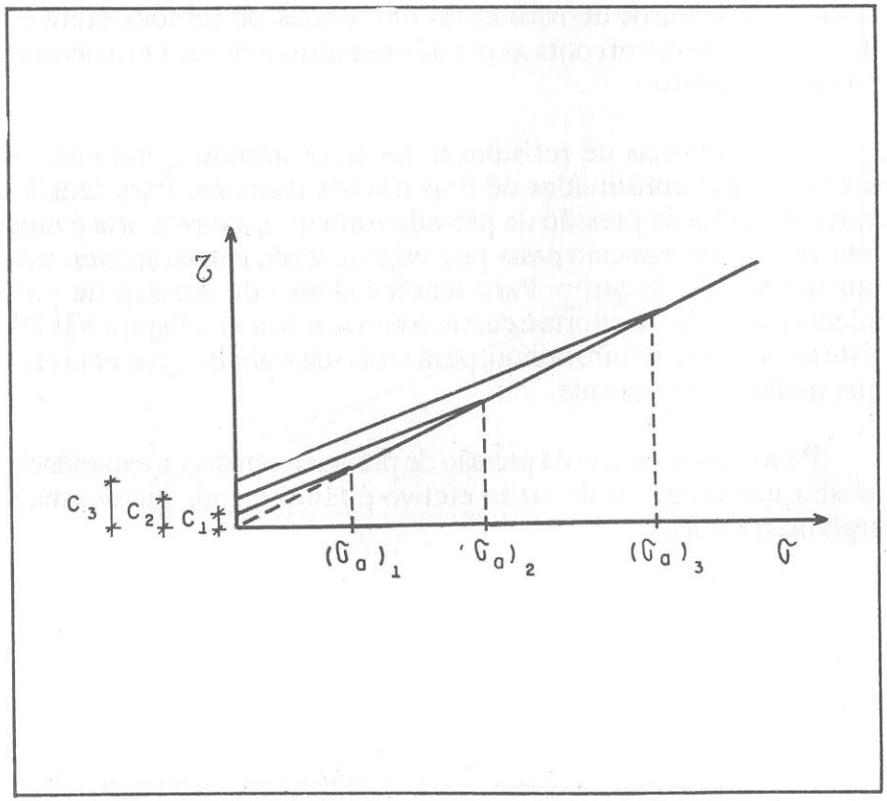


FIGURA VII.30 – Influência da pressao de pré-adensamento no intercepto de coesão

São apresentadas, na Tabela VII.10, faixas de variação de φ, obtidas em ensaios sobre argilas de diversas procedências e também correspondentes às argilas variegadas da cidade de São Paulo, em função do índice de plasticidade das amostras.

Com relação ao trecho inicial da curva, os valores dependem da pressão de pré-adensamento. Como se mostra na Figura VII.30, quanto maior a pressão de pré-adensamento, maior o intercepto de coesão correspondente. Como estimativa, pode-se tomar o ângulo de atrito interno como o correspondente às tensões acima da pressão de pré-adensamento menos 6 graus, e o intercepto de coesão como 10% da pressão de pré-adensamento.

5.3.3 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS ADENSADOS E NÃO-DRENADOS

Quando o solo argiloso é drenado até a situação inicial em que será solicitado, e depois carregado sem condições de drenagem (porque ele é pouco permeável), durante este carregamento surge uma pressão neutra que provoca uma diminuição da resistência. Esta diminuição de resistência depende do grau de saturação da amostra.

Para solos argilosos saturados, o ângulo de atrito cai para valores da ordem da metade dos citados no item anterior, correspondente à solicitação drenada. A diferença é tanto menor quanto menos saturado estiver o solo. Para graus de saturação da ordem de 80%, quase não ocorre pressão neutra, e as duas envoltórias são praticamente coincidentes.

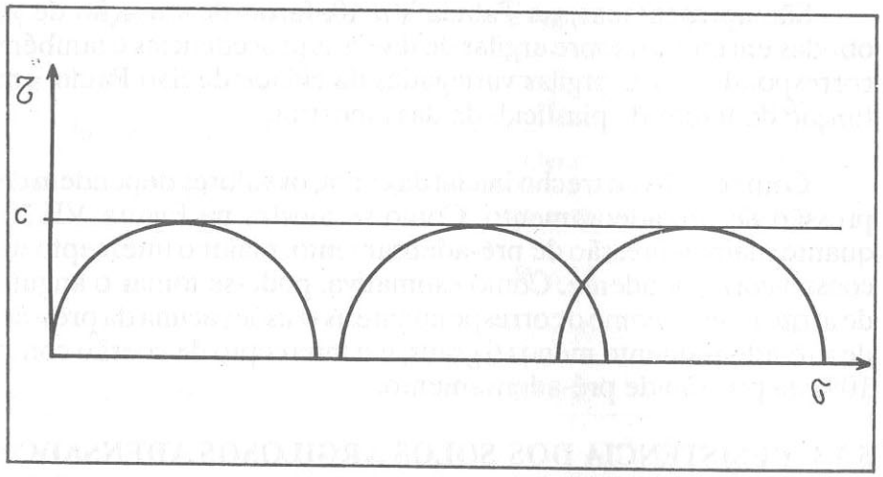


FIGURA VII.31 - Envoltória de resistência de argilas saturadas em ensaios não-drenados

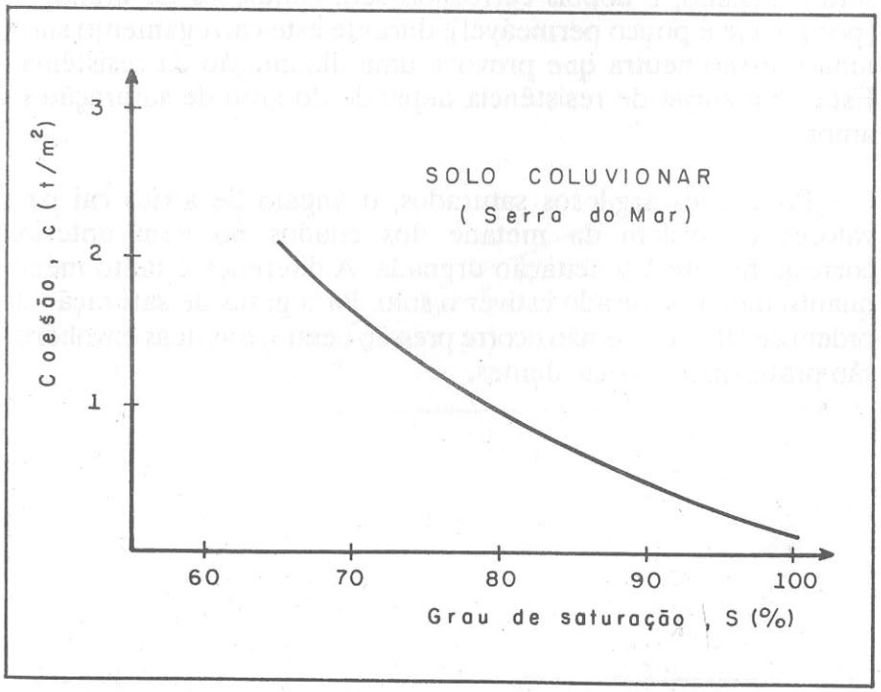


FIGURA VII.32 - Exemplo de variação da coesão em função da saturação

O valor do intercepto de coesão, entretanto, não diminui, pois para baixas tensões normais o desenvolvimento de pressão neutra é pequeno e pode ser mesmo negativo.

5.3.4 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS SATURADOS E NÃO-DRENADOS

A resistência do solo, na condição em que se encontra, e sem drenagem, é obtida em ensaios triaxiais totalmente sem drenagem, ou ensaios de compressão simples, que são equivalentes. A envoltória de resistência neste caso é uma reta horizontal, caracterizando, portanto, só uma coesão. Este valor de coesão é a metade da resistência à compressão simples, como se mostra na Figura VII.31.

Valores típicos de coesão, em função da consistência das argilas, decorrem da própria definição de consistência, e são apresentados na Tabela VII.5.

5.3.5 RESISTÊNCIA DOS SOLOS ARGILOSOS NÃO-SATURADOS

Nos solos não-saturados, parte da resistência é devida aos meniscos capilares nas interfaces água-ar, que criam uma tensão (negativa) de sucção. Em conseqüência, a resistência é superior à que o mesmo solo apresentaria se estivesse saturado.

A resistência é tanto maior quanto mais seco estiver o solo, como se mostra na Figura VII.32, com dados de um solo coluvionar da Serra do Mar. À medida que a infiltração de água ocorre, a tensão de sucção diminui, constituindo-se este fator em um dos principais causadores de instabilidade de taludes em ocasiões chuvosas.

6 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS

6.1 Conceitos gerais

Nos cálculos de estabilidade de taludes, assim como na determinação dos empuxos de terra sobre muros de arrimo e outras estruturas de contenção e ainda nas estimativas de capacidade de carga ou de suporte do terreno, é necessário que se disponha dos parâmetros de resistência dos solos.

Como já foi visto (Figura VII.24), as envoltórias de resistência da maioria dos solos podem ser expressas, aproximadamente, por uma equação do tipo:

$$s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

onde:

s = resistência ao cisalhamento (em tf/m² ou kgf/cm² ou kN/m² etc.);
c = intercepto de coesão, por simplicidade muitas vezes denominado de "coesão" (mesmas unidades);
σ = tensão normal atuante no plano de ruptura (mesmas unidades);
φ = ângulo de atrito do solo.

Esta equação, assim como seus parâmetros intervenientes, pode ser considerada em termos de tensões (pressões) totais ou em termos de tensões efetivas. Neste último caso, é comum indicar os parâmetros através de c', σ', φ' ou $\overline{c}$, $\overline{\sigma}$, $\overline{\varphi}$, ao invés de c, σ, φ, reservados geralmente para o caso de tensões totais.

6.2 O problema de obtenção dos parâmetros

Para realização de quaisquer dos cálculos citados (estabilidade de taludes, empuxos, capacidade de carga etc.), é necessário dispor-se dos parâmetros básicos de resistência, c e φ (ou c' e φ', no caso de análises em termos de tensões efetivas).

Estes parâmetros podem ser obtidos através das seguintes maneiras:

1ª) ensaios de laboratório específicos (os mais comuns são os ensaios triaxiais e de cisalhamento direto);
2ª) ensaios *in situ* associados a correlações estatísticas previamente determinadas;
3ª) retroanálises de casos reais observados de rupturas.

Há ainda, no caso de certos solos muito conhecidos e estudados, disponibilidade de informação a respeito destes parâmetros na bibliografia especializada. No caso dos solos brasileiros, em geral, e dos solos tropicais (lateríticos e saprolíticos), em particular, praticamente não existem informações deste tipo disponíveis para utilização em casos práticos.

Desta forma, resta ao engenheiro lançar mão do uso de ensaios de laboratório ou de campo, ou então aplicar as técnicas da retroanálise quando existirem ocorrências que o permitam.

6.3 Ensaios de laboratório

Existe uma vasta gama de ensaios de laboratório que podem ser realizados sobre amostras de solo para se obterem os parâmetros de resistência. Com exceção do ensaio de compressão simples, de aplicação muito restrita (permite apenas determinar a coesão não drenada de argilas), todos os demais, nas suas várias variantes (ensaios drenados ou não-drenados, com ou sem medida de pressões neutras etc.), só podem ser realizados em laboratórios especializados, pois exigem equipamentos específicos, relativamente sofisticados, e pessoal especializado na sua execução.

Não cabe aqui descrever detalhadamente como são realizados estes ensaios (ver item 5.2) pois, caso o engenheiro responsável pelo projeto e/ou obra geotécnica necessite de sua realização, terá de encomendá-la aos laboratórios especializados e, para tanto, deverá discutir inclusive a programação dos ensaios com o especialista responsável pela sua execução.

Todavia, cabe lembrar que, para se determinar os parâmetros dos solos nas condições em que ocorrem no campo, é necessário obter amostras representativas e de excelente qualidade; caso contrário, mesmo os melhores ensaios não trarão informações fidedignas. É o mesmo que ocorre quando leva-se uma amostra de sangue, fezes ou urina a um laboratório de análises clínicas. Se a amostra não for colhida nas condições ideais, os resultados podem ser totalmente falseados.

No caso dos solos, é usual procurar-se extrair amostras ditas "indeformadas", obtidas esculpindo-se blocos com arestas de 20 a 40 cm em barrancos, poços ou trincheiras. Esses blocos são posteriormente envoltos com parafina (para não alterar seu teor de umidade), reforçada com entretela (para evitar fissuras ou "amassados"), e cuidadosamente embalados em caixas de madeira utilizando-se serragem ou isopor. Geralmente, quando a equipe de conserva ou da obra não tem experiência nesta tarefa, é conveniente recorrer-se à ajuda de um técnico especialista em geotecnia.

Há também outras técnicas para extração de amostras, usadas especialmente para obter amostras em profundidades maiores ou abaixo do N.A., que lançam mão do uso de amostradores (o mais comum é o tipo "Shelby", usado para argilas moles abaixo do N.A.). Neste caso, a amostragem só costuma ser feita por firmas especializadas.

Resumindo, cabe ressaltar que os ensaios de laboratório apresentam várias restrições, a saber:

. necessidade de ensaios específicos, realizados em laboratórios por laboratoristas especializados;
. necessidade de amostragem cuidadosa, com técnicas específicas adaptadas às várias situações e tipos de solos;
. necessidade de que a amostragem seja realmente representativa, sob pena de se obterem resultados que não refletem a realidade dos solos *in situ;*
. dificuldade, em muitos casos, de se dispor de ensaios que realmente representem as condições de tensões ocorrentes no campo e sua evolução ao longo do tempo.

6.4 Ensaios *in situ*

Existem muitos ensaios que podem ser feitos no campo, no próprio local de interesse, prescindindo portanto da amostragem prévia dos solos e do envio das amostras a um laboratório.

Alguns destes ensaios são bastante comuns entre nós (como, por exemplo, o SPT - "Standard Penetration Test", realizado usualmente nas sondagens à percussão), outros são ainda pouco utilizados (como o CPT - "Cone Penetration Test", também conhecido por "Deep Sounding" ou Ensaio de Penetração Estática de Cone) e alguns praticamente estão restritos à utilização em pesquisas, pelos institutos e pelas universidades (como os ensaios pressiométricos, dilatométricos etc.).

No entanto, nenhum dos ensaios *in situ* mede diretamente os parâmetros de resistência dos solos. No ensaio SPT, mede-se o número de golpes para penetração de 30 cm do amostrador padrão; no CPT, medem-se as resistências de ponta e lateral da penetração do cone e assim por diante.

Para converter os parâmetros medidos em parâmetros de resistência do solo φ ou c′ e φ'), recorre-se, freqüentemente, a correlações estatísticas, obtidas a partir de grande número de ensaios realizados previamente nos tipos de solos em questão, para os quais se disponha também de parâmetros de resistência pré-determinados. Estas correlações são, geralmente, restritas a tipos específicos de solos, muitas vezes têm validade comprovada apenas em certas regiões ou então associada a determinados equipamentos de ensaio.

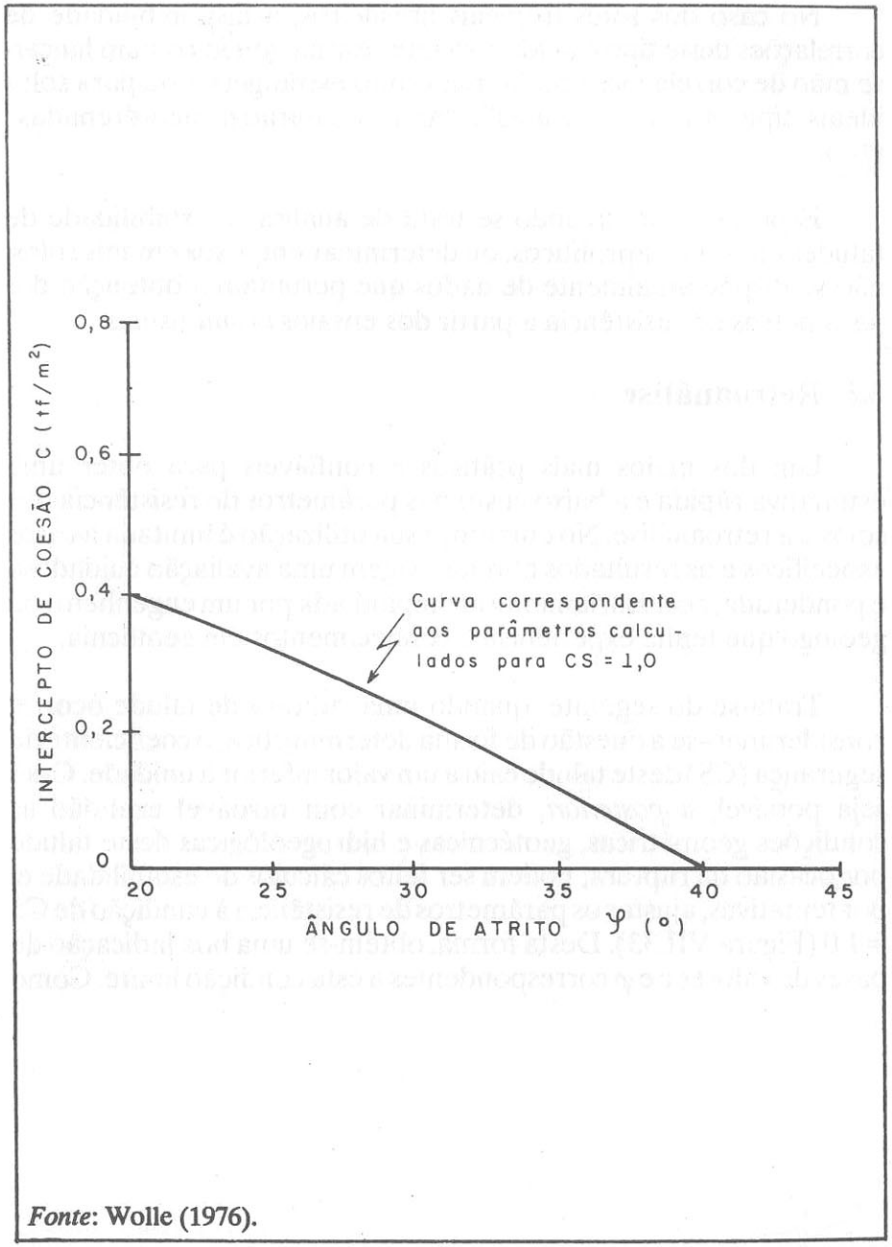
No caso dos solos tropicais brasileiros, a disponibilidade de correlações deste tipo é ainda bastante restrita, sendo comum lançar-se mão de correlações obtidas para solos estrangeiros ou para solos ideais típicos ("areias puras", "argilas saturadas não-drenadas" etc.).

Especialmente quando se trata de analisar a estabilidade de taludes em solos saprolíticos, ou determinar empuxos em tais solos, não se dispõe atualmente de dados que permitam a obtenção dos parâmetros de resistência a partir dos ensaios *in situ* usuais.

6.5 Retroanálise

Um dos meios mais práticos e confiáveis para obter uma estimativa rápida e a baixo custo dos parâmetros de resistência dos solos é a retroanálise. No entanto, a sua utilização é limitada a casos específicos e os resultados obtidos exigem uma avaliação cuidadosa e ponderada, necessariamente acompanhada por um engenheiro ou geólogo que tenha experiência e conhecimentos em geotecnia.

Trata-se do seguinte: quando uma ruptura de talude ocorre, considerando-se a questão de forma determinística, o coeficiente de segurança (CS) deste talude caiu a um valor inferior à unidade. Caso seja possível, *a posteriori*, determinar com razoável exatidão as condições geométricas, geotécnicas e hidrogeológicas deste talude por ocasião da ruptura; podem ser feitos cálculos de estabilidade e, por tentativas, ajustar os parâmetros de resistência à condição de CS =1,0 (Figura VII.33). Desta forma, obtém-se uma boa indicação de pares de valores c e φ correspondentes a esta condição limite. Como



Fonte: Wolle (1976).

FIGURA VII.33 - Exemplo típico de um resultado de uma retroanálise de estabilidade de um talude

na maioria dos solos não é difícil estimar a ordem de grandeza (ou uma faixa mais provável de variação) do ângulo de atrito φ, o parâmetro da coesão c será obtido por decorrência.

Cabe ressaltar que os parâmetros assim obtidos não são representativos desta ou daquela amostra do solo do talude, mas que se trata de *parâmetros médios equivalentes*, correspondentes ao comportamento médio do talude como um todo.

Assim, feita uma ou mais retroanálises de rupturas observadas em taludes que representam determinados solos de determinada região, ter-se-á uma estimativa dos parâmetros de resistência destes solos, característicos desta região e das condições em que ali ocorrem. Evidentemente, a sua utilização em análises de estabilidade de outros taludes deverá se restringir àquelas situações em que ocorrerem os mesmos solos, em condições semelhantes, de modo a permitir esta extrapolação de resultados.

Uma condição especialmente interessante para a aplicação desta técnica é aquela em que se pretende estabilizar um talude já rompido ou em processo de ruptura, seja por retaludamento, drenagem ou inserção de estruturas de contenção. Neste caso, avaliam-se os parâmetros de resistência por retroanálise e calculam-se as variações a serem obtidas no coeficiente de segurança em função das alterações propostas para o talude. Mello (1972), em importante trabalho a respeito de taludes em solos saprolíticos, propõe esta metodologia e explica que os cálculos de variações do coeficiente de segurança obtidos desta maneira são bastante confiáveis, certamente muito

mais precisos que as avaliações dos parâmetros de resistência em si e do próprio coeficiente de segurança em termos absolutos.

Finalmente, cabe observar que a técnica da retroanálise não se restringe aos cálculos de estabilidade de taludes, podendo também ser aplicada a cálculos de empuxos de terra (por exemplo, em muros de arrimo) ou a cálculos de capacidade de carga (por exemplo, em provas de carga ou mesmo fundações diretas que venham a atingir estados limites).

7 APLICAÇÕES

7.1 Estabilidade de taludes

7.1.1 CONCEITOS BÁSICOS

Das aplicações da geotecnia na Engenharia Rodoviária, uma das mais importantes é aquela que trata dos estudos de estabilidade de taludes. Estes estudos englobam, como já foi visto, uma vasta gama de conhecimentos da Geologia, da Geotecnia e da Hidrologia; porém é nos aspectos geotécnicos que reside o cerne das questões relacionadas com a estabilidade dos taludes. Neste contexto se inserem os cálculos de estabilidade, também denominados "análises de estabilidade".

Entende-se por cálculo ou análise de estabilidade de um talude o conjunto de procedimentos de cálculo matemático destinado a determinar um parâmetro que permita quantificar o quão estável ou instável está o talude em questão, nas condições às quais está sujeito

(fluxo d'água, sobrecarga etc.). Geralmente, o parâmetro utilizado para isto é o *Coeficiente ou Fator de Segurança* (indicado por CS, ou FS, ou simplesmente F). Existem outros índices para expressar o grau de segurança, seja de um talude, seja de outra obra qualquer, a maioria associados a um enfoque probabilístico da questão da segurança. Aqui tratar-se-á apenas dos cálculos ditos determinísticos, convencionais e ainda hoje os mais difundidos na Geotecnia.

A ruptura de um talude é, geralmente, analisada como o deslizamento de uma porção do mesmo em relação ao restante do maciço, ao longo de uma superfície de ruptura (deslizamento) bem definida, conforme ilustrado na Figura VII.34.

Nestes casos, a análise é feita sempre considerando a porção do talude que desliza como um "corpo rígido". Na prática, isto equivale a se adotar um desenvolvimento de tensões em função das deformações do tipo "rígido-plástico", o que, evidentemente, é apenas uma simplificação do real comportamento do solo, mas muito utilizada na prática.

O coeficiente de segurança é, nestes casos, estabelecido como a relação entre o esforço resistente e o esforço atuante na massa passível de sofrer deslizamento. Para este cálculo, os esforços considerados (esforços solicitantes conforme definido na Resistência dos Materiais) tanto podem ser forças, como também momentos, tensões normais, tensões cisalhantes etc. Para cada tipo de problema e tipo de análise, escolhe-se o tipo de esforço solicitante mais adequado.

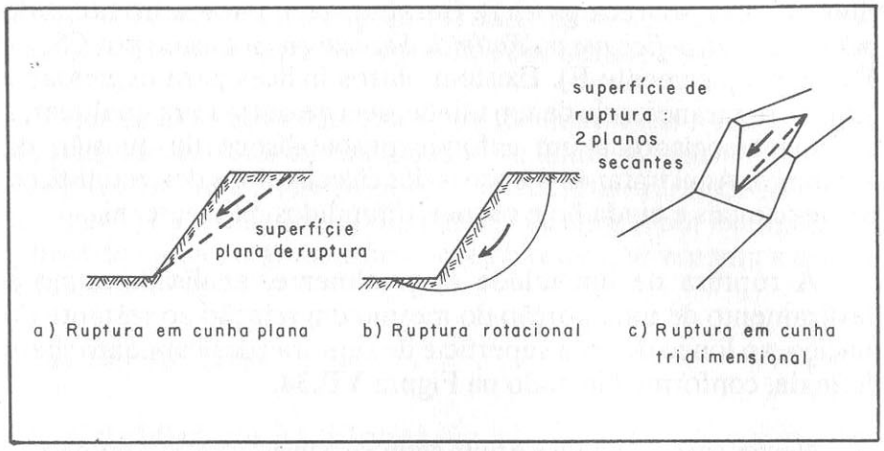


FIGURA VII.34 - Tipos de ruptura

QUADRO VII.1 - Condição de estabilidade do talude em função do coeficiente de segurança

Coeficiente de Segurança (CS)	Condição do talude
CS < 1,0	Talude instável; caso o talude venha a ser implantado (corte ou aterro) nestas condições, deverá sofrer ruptura.
CS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; também condição adotada geralmente nos cálculos de retro-análise.
CS > 1,0 (pouco maior)	Condição estável; quanto mais próximo de 1,0 for o CS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
CS >> 1,0 (muito maior)	Condição estável; quanto maior for o CS, menores serão as possibilidades do talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas (de percolação d'água etc.).

No Quadro VII.1 mostra-se simplificadamente a condição de estabilidade do talude em função do coeficiente de segurança.

Para se calcular o esforço resistente (força resistente, momento resistente ou outro), é necessário conhecer a envoltória de resistência do(s) solo(s) que constitui (em) o maciço que está sendo analisado. Por exemplo, na Figura VII.35, em uma análise de um talude infinito, sem percolação d'água nem sobrecargas, é expressa a força resistente a considerar na base (superfície de deslizamento) da porção considerada (lamela) do talude, cujo peso é "P".

Nos cálculos de estabilidade de taludes, para se obter os esforços atuantes, considera-se primeiramente a(s) parcela(s) paralela(s) à superfície de deslizamento, oriundas da decomposição vetorial do peso da massa passível de deslizar. No exemplo anterior, do "talude infinito", trata-se da força "T", resultante da decomposição vetorial de "P" na componente normal "N" e na tangencial "T". O valor desta componente será $T = P \cdot \text{sen}\ \alpha$, no caso considerado.

Assim, dir-se-á que o talude é estável quando o esforço resistente for superior ao atuante e que ele é instável se ocorrer o inverso. O coeficiente de segurança será calculado, neste caso, como mostrado na Figura VII.36.

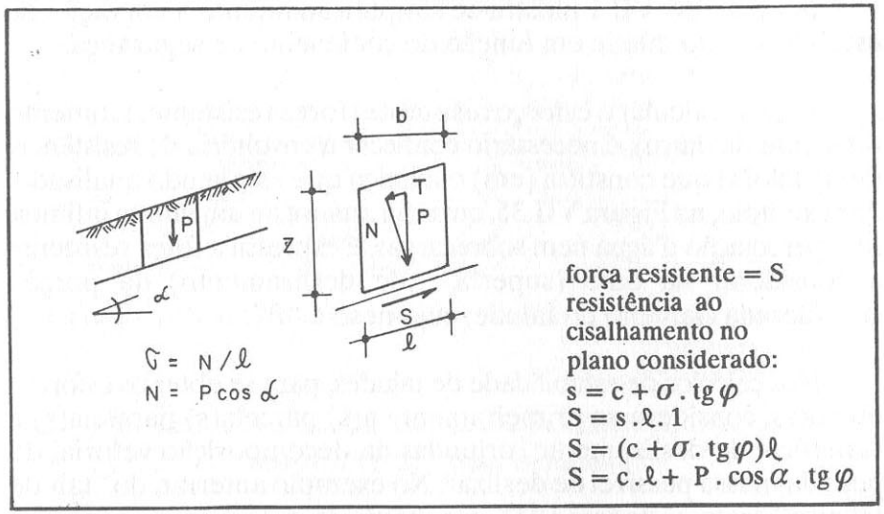


FIGURA VII.35 - Cálculo do esforço resistente em uma análise de estabilidade de talude no caso de "talude infinito"

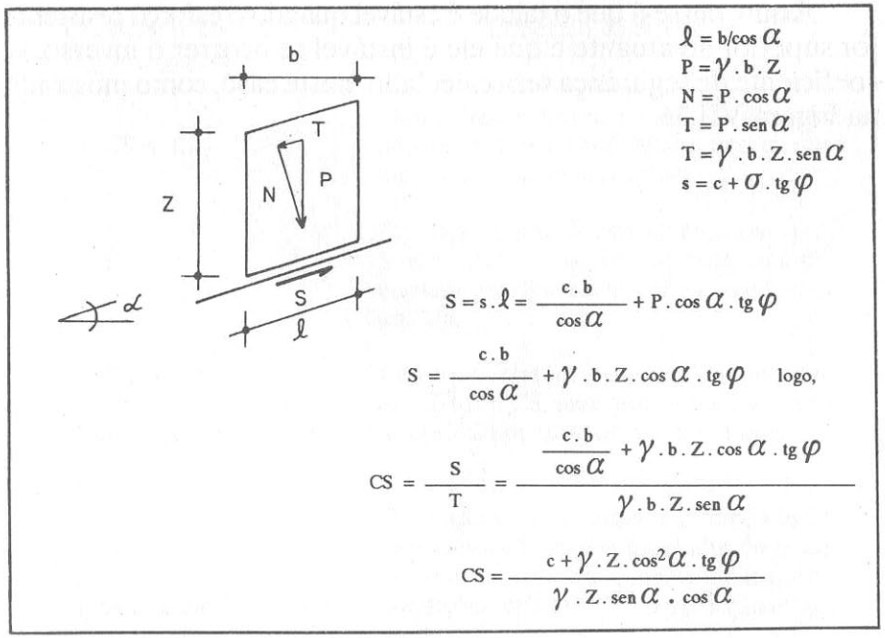


FIGURA VII.36 - Cálculo do coeficiente de segurança para o caso de "talude infinito" sem percolação d'água

Cabe ressaltar que a análise apresentada na Figura VII.36 é a mais simples possível entre todos os casos de estabilidade de taludes, pois:

. a superfície de ruptura é plana e paralela à superfície do terreno;

. desta geometria resulta que todas as "lamelas" são iguais umas às outras;

. daí resulta que as tensões cisalhantes atuantes e resistentes ao longo do plano de deslizamento são iguais ao longo de todo o talude;

. além disto, não foi considerada nenhuma estratificação do maciço, nem percolação d'água, e nem sobrecargas no talude.

Os casos usuais na prática são muito mais complicados, exigindo, para sua interpretação, que se façam simplificações às vezes bastante exageradas, de modo que sejam obtidos "modelos" passíveis de análise. A seguir, são mostrados, resumida e simplificadamente, alguns destes modelos.

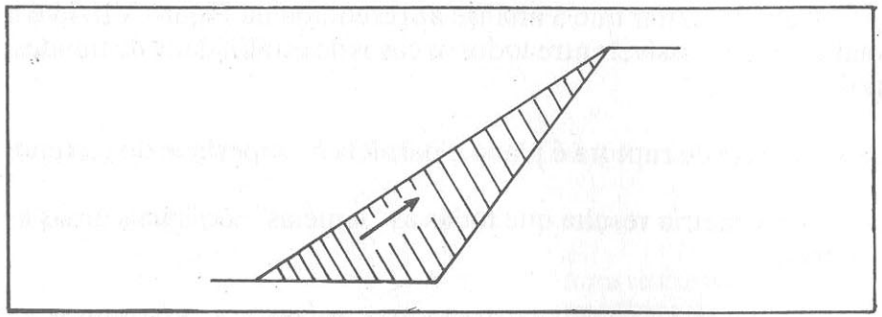


FIGURA VII.37 - Ruptura em cunha plana

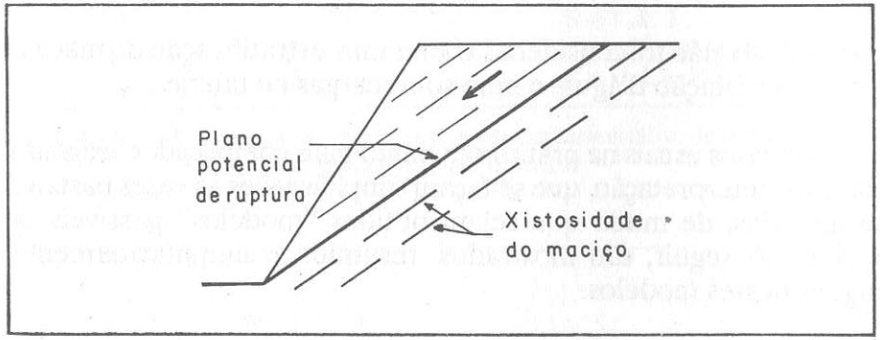


FIGURA VII.38 - Maciço rochoso ou saprolítico com "xistosidade" desfavorável

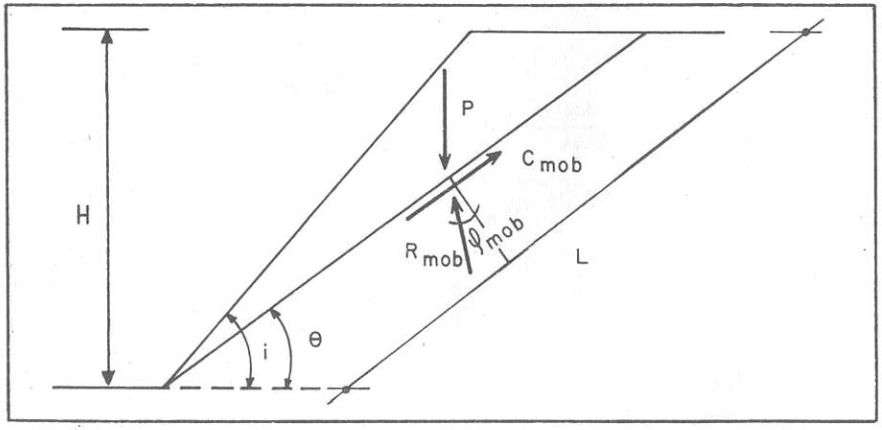


FIGURA VII.39 - Características geométricas e forças na ruptura em "cunha plana"

7.1.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE RUPTURAS EM CUNHAS PLANAS

Nos taludes de cortes em que a inclinação da superfície do talude para com a horizontal é elevada (por exemplo maior que 60°), são bastante comuns as rupturas que se dão ao longo de superfícies planas, de modo que a massa instável assume a forma de uma cunha, conforme a Figura VII.37.

Este tipo de ruptura também ocorre em taludes heterogêneos, com estratificação ou xistosidade mergulhando em ângulo inferior ao do corte, como ocorre em certos maciços rochosos de filitos, xistos e folhelhos ou seus respectivos saprolitos, conforme ilustrado na Figura VII.38.

A análise de uma ruptura em cunha plana pode ser feita pelo método de Culmann, conforme apresentado por Mello e Teixeira (1971). Neste método, considera-se a cunha da Figura VII.39 submetida ao peso próprio "P" e às forças reativas "R_{mob}" (devida ao atrito) e "C_{mob}" (devida à coesão).

Assim, obtém-se:

$$P = \frac{1}{2} . \gamma . H . L \frac{\text{sen}\,(i - \theta)}{\text{sen}\, i}$$

e $$C_{mob} = c_{mob} . L$$

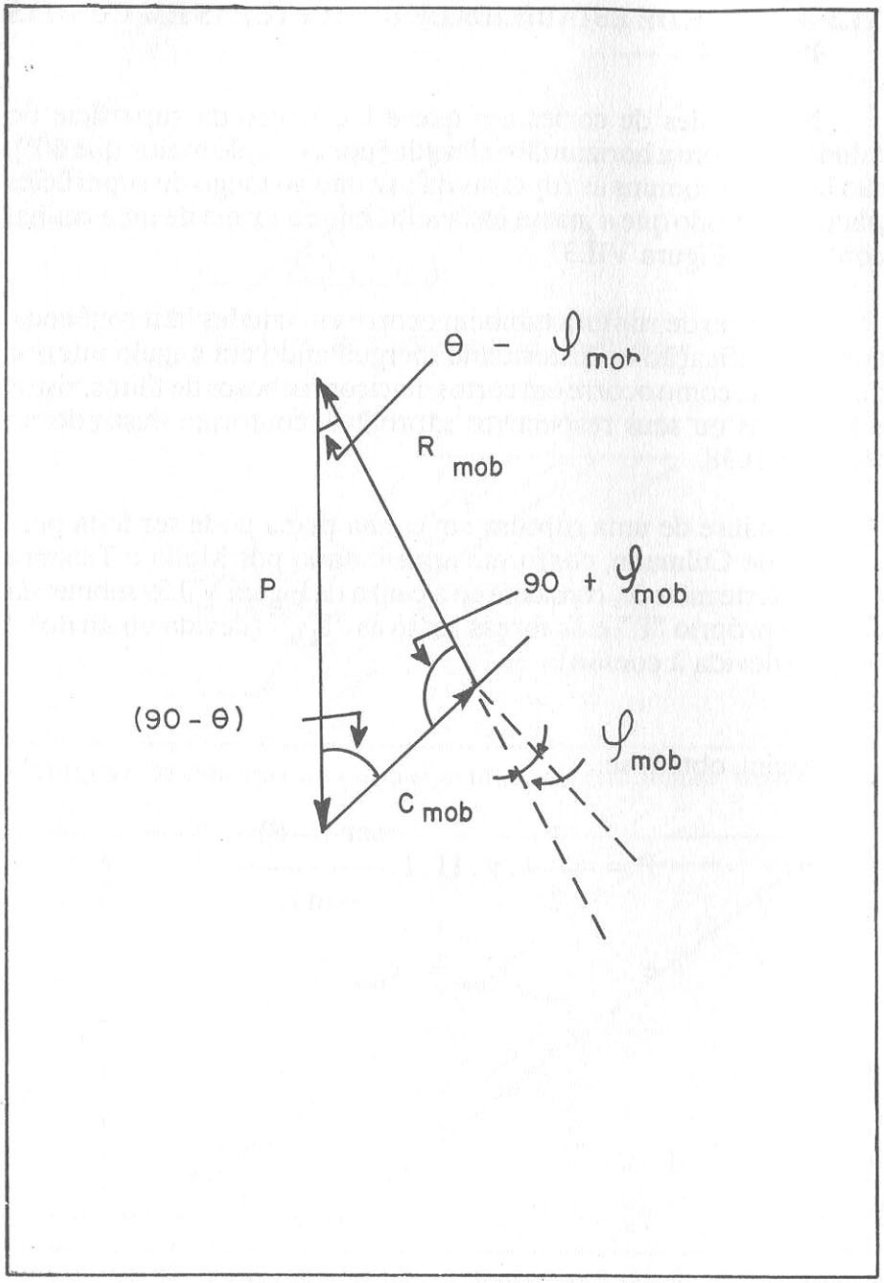


FIGURA VII.40 - Polígono de forças

Estabelecendo-se o polígono das forças em questão (equilíbrio de forças), obtém-se o resultado apresentado na Figura VII.40.

Pela "Lei dos Senos", pode-se escrever:

$$\frac{C_{mob}}{\text{sen } (\theta - \varphi_{mob})} = \frac{P}{\text{sen } (90^o + \varphi_{mob})}$$

Substituindo, obtém-se a seguinte expressão:

$$\frac{c_{mob}}{\gamma \,.\, H} = \frac{1}{2} \frac{\text{sen } (\theta - \varphi_{mob}) \,.\, \text{sen } (i - \theta)}{\text{sen } i \,.\, \cos \varphi_{mob}} \qquad (1)$$

Ao fator (c/γ . H), dá-se o nome de "número de estabilidade"; é um fator adimensional bastante utilizado em cálculos de estabilidade em geral.

Os parâmetros c, φ e γ são admitidos como constantes para um determinado maciço; logo, para cada inclinação do talude (i) e altura do corte (H), haverá um determinado valor do ângulo (θ) que conduzirá à condição mais crítica (ou seja, menor fator de segurança).

Para obter esta condição, basta derivar a expressão (1) em relação a "θ", obtendo-se então:

$$\left(\frac{c_{mob}}{\gamma \,.\, H\, P/\theta = \theta_{cr}}\right) = \frac{1 - \cos (i - \varphi_{mob})}{4 \,.\, \text{sen}\, i \,.\, \cos \varphi_{mob}} \qquad (2)$$

$$\text{com} \quad \theta_{cr} = \frac{1}{2} (i + \varphi_{mob})$$

O coeficiente de segurança é, neste caso, usualmente expresso como a relação entre a resistência do solo e a tensão atuante, ou seja:

$$FS = \frac{c_{disp}}{c_{mob}} = \frac{(tg\, \varphi)_{disp}}{(tg\, \varphi)_{mob}} \qquad (3)$$

Nesta situação, para se obter o valor de FS, o processo é iterativo, ou seja, parte-se de um valor inicial adotado de FS (FS_1), obtém-se $(tg\, \varphi)_{mob1}$ a partir de (3). Calcula-se $(c/\gamma \,.\, H)_{mob2}$, e portanto c_{mob2}, a partir de (2), obtendo-se:

$$FS_2 = \frac{c_{disp}}{c_{mob2}}$$

Caso FS_2 seja igual a FS_1, o problema estará concluído; caso contrário, repete-se a tentativa com um valor FS_3 intermediário entre FS_1 e FS_2. Repete-se o processo até se obter a coincidência e, portanto, o valor do FS deste talude.

Também é possível trabalhar-se com coeficientes de segurança parciais, referidos apenas à coesão ou ao atrito.

O talude considerado para este cálculo apresentava-se com forma geométrica simples, sem percolação d'água e sem carregamentos externos. Por isso foi possível obter uma solução analítica exata, apresentada nas equações (1) e (2). O método, no entanto, não se restringe a estes casos simples; permite analisar taludes com geometrias mais complicadas, com percolação d'água e submetidos a carregamentos. As únicas hipóteses básicas do método, que não podem ser alijadas, são a superfície plana de ruptura e um valor único (ou médio equivalente) para o ângulo de atrito. Evidentemente, nestes casos mais complexos, não é mais possível obter uma solução analítica para o problema, sendo necessário calcular o polígono de forças, caso a caso, numericamente ou graficamente. A inclinação crítica da superfície de ruptura (θ_{cr}) também não será mais obtida por uma expressão analítica derivada, mas por tentativas, calculando-se o FS para várias cunhas com ângulos θ_1, θ_2, ... θ_n de onde resultará o FS do talude como o mínimo entre os valores obtidos:

$$FS = \text{mín.}\, [FS_i\, (\theta_i)]$$

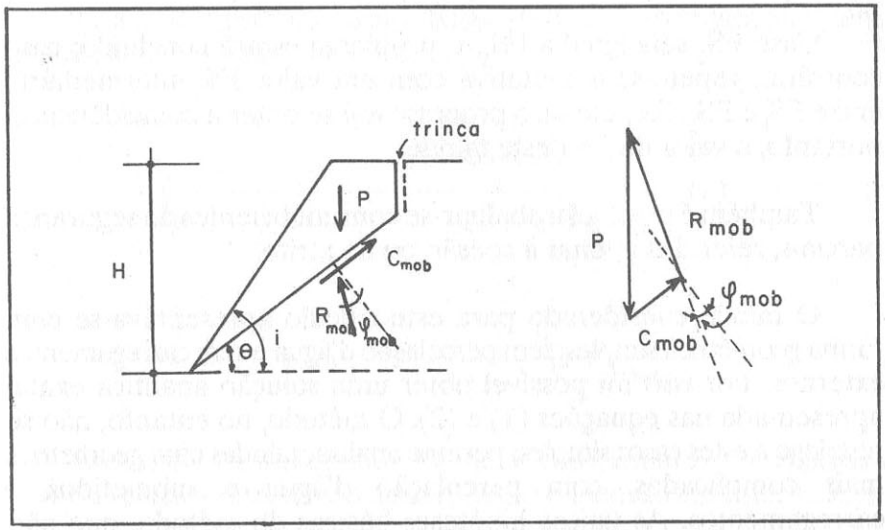


FIGURA VII.41 - Aplicação do Método de Culmann a talude com "trinca de tração"

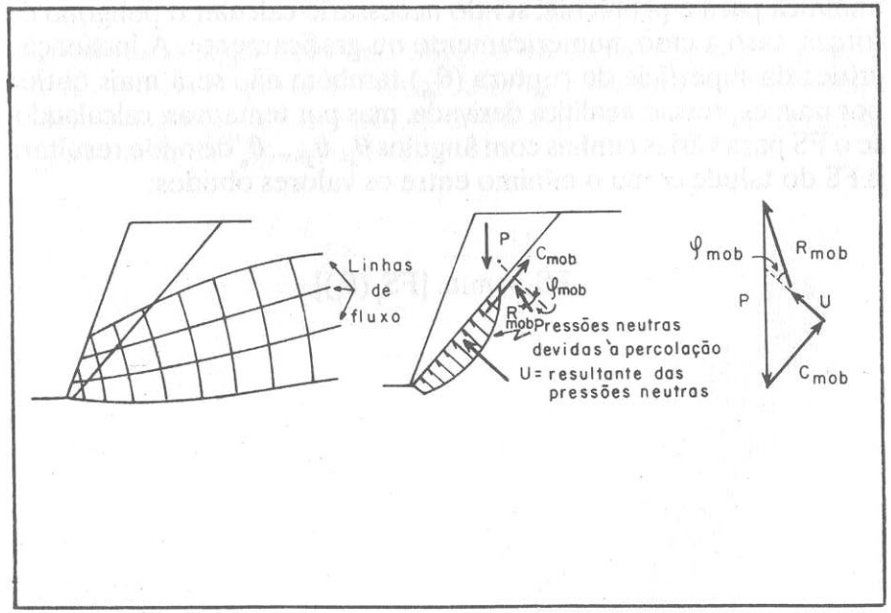


FIGURA VII.42 - Aplicação do Método de Culmann a talude submetido à percolação d'água

Nas Figuras VII.41 a VII.44 são mostrados alguns casos de aplicação, considerando-se trinca de tração (Figura VII.41); percolação d'água (Figura VII.42); sobrecarga no talude (Figura VII.43) e uma combinação dos vários fatores (Figura VII.44).

7.1.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE RUPTURAS ROTACIONAIS

Os métodos mais conhecidos e tradicionais de análise de estabilidade de taludes são aqueles que se aplicam às rupturas rotacionais, onde a massa instável é associada ao formato de um segmento cilíndrico, conforme ilustrado na Figura VII.45.

Rupturas que apresentam semelhança com formas geométricas cilíndricas têm ocorrido especialmente em maciços de solos coesivos relativamente homogêneos e taludes brandos. São os tipos mais comuns de rupturas em taludes de barragens de terra homogêneas, nas quais, devido à extensão do maciço e à semelhança entre seções consecutivas, o formato da ruptura mais se assemelha à forma cilíndrica.

As análises, utilizando os vários métodos disponíveis para os cálculos, geralmente são feitas procurando-se associar à ruptura uma forma geométrica conhecida, ou seja, de diretriz circular (Fellenius, Taylor, Bishop, Spencer etc.) ou espiral logarítmica (Rendulic). O método de Janbu, muito utilizado no exterior, permite a análise em superfície qualquer, com formato geométrico definido por pontos e trechos retos ou curvilíneos.

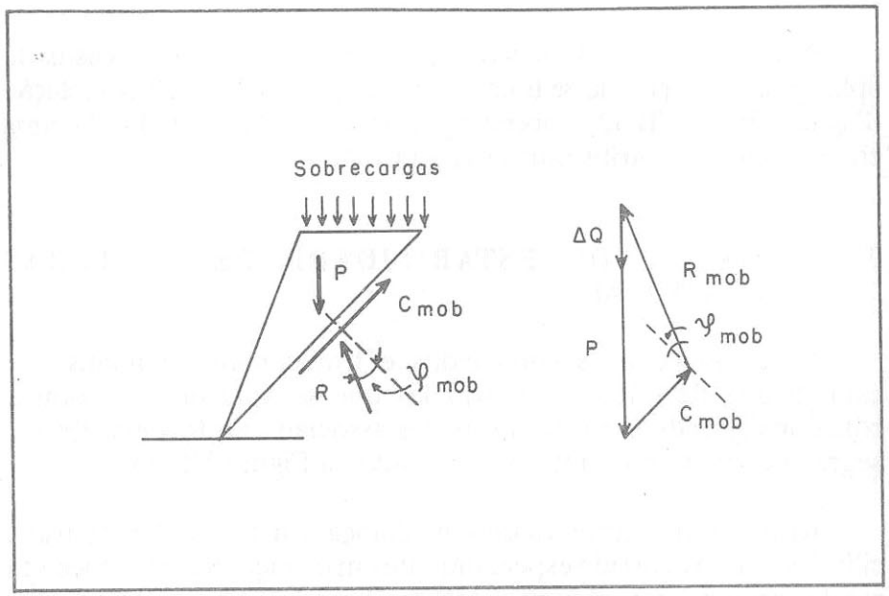


FIGURA VII.43 - Aplicação do Método de Culmann a talude submetido a sobrecargas

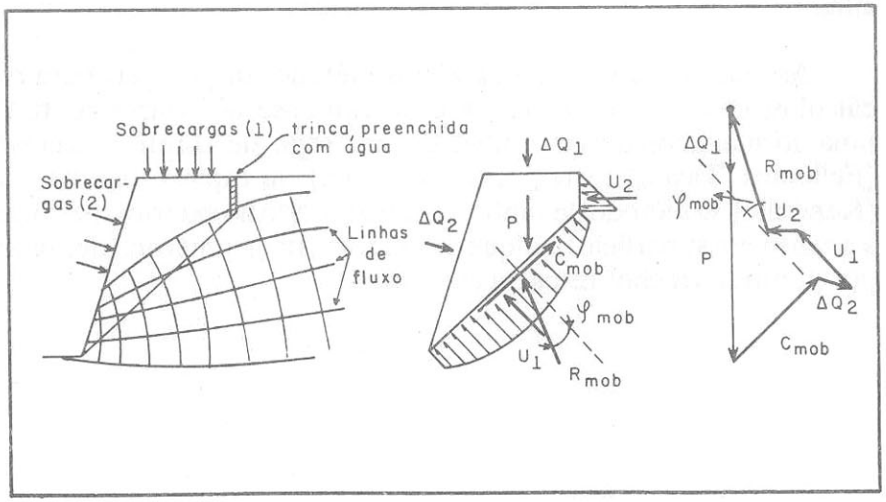


FIGURA VII.44 - Aplicação do Método de Culmann a talude submetido simultaneamente a sobrecargas, percolação e trinca preenchida com água

A maioria dos métodos utiliza-se da técnica de subdividir o maciço em fatias ou "lamelas" verticais, fazendo-se o cálculo a partir de somatórias de forças e/ou momentos das diversas lamelas. Já o método do "círculo de atrito" de Taylor (1948) permite fazer a análise considerando-se a porção instável do maciço como uma única massa monolítica. Este método, no entanto, é pouco utilizado.

Dentre os métodos mais utilizados destacam-se o Método Sueco ou de Fellenius, o mais simples dos métodos de lamelas para rupturas rotacionais, e o de Bishop Simplificado, provavelmente o mais utilizado atualmente, devido à sua precisão e ao esquema não muito complexo de cálculos. Mello (1975) apresenta ambos os métodos com certo detalhe; em Mello e Teixeira (1971), apenas o primeiro entre os dois é discutido. Rogério (1977) apresenta, em uma pequena brochura, ábacos para cálculos de estabilidade de taludes utilizando o Método de Bishop, aplicáveis a muitos casos práticos. Da mesma forma, Bishop e Morgenstern (1960) apresentam ábacos para cálculos de estabilidade de taludes utilizando este método, especialmente desenvolvidos para aplicação a taludes de barragens, mas que podem ter sua utilização ampliada para outros casos de taludes em solos homogêneos envolvendo cortes e aterros. Cruz (1973) ampliou o campo de aplicação dos ábacos de Bishop e Morgenstern com a apresentação de ábacos complementares, em uma faixa de aplicação especialmente voltada a taludes usuais em maciços de aterros compactados.

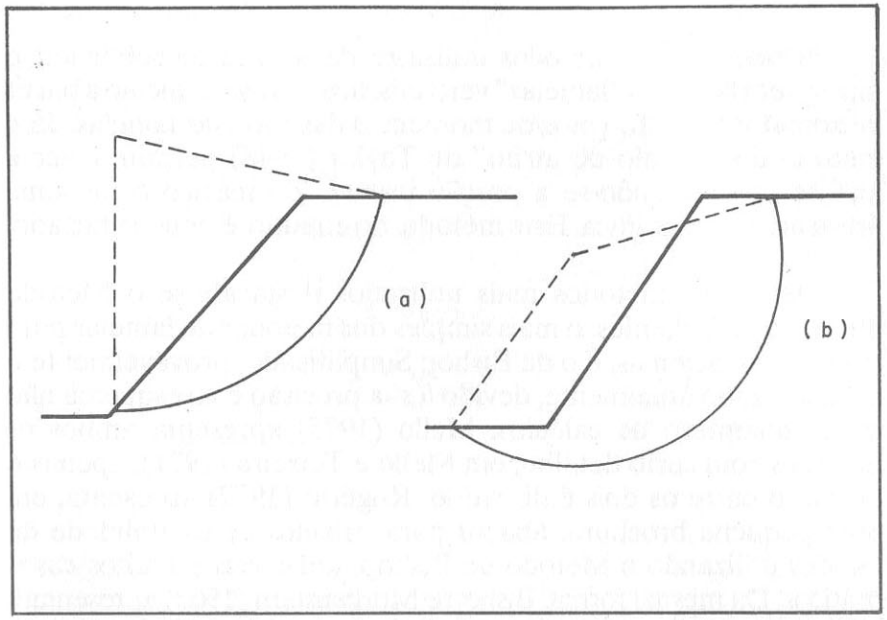


FIGURA VII.45 - Rupturas rotacionais em solos: a) restrito à massa acima do pé do talude; b) incluindo parcela de solo da "fundação do talude"

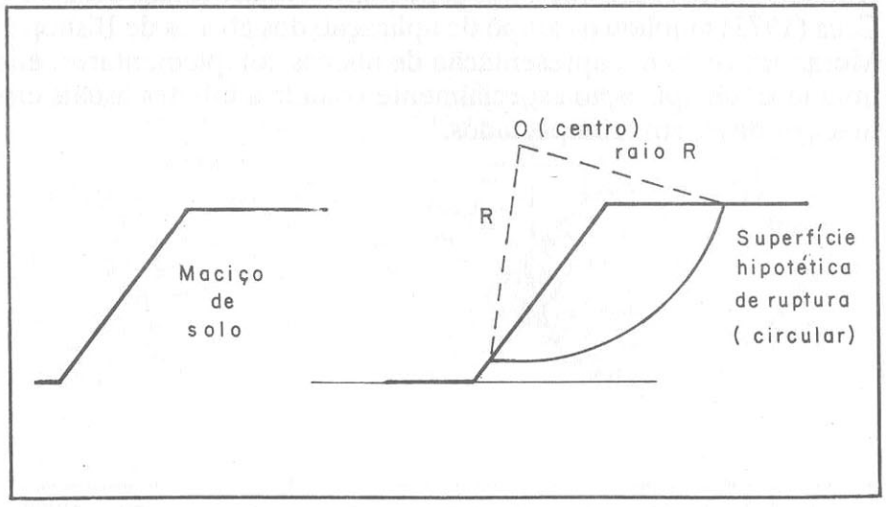


FIGURA VII.46 - Maciço analisado e superfície hipotética de ruptura para análise

Apresentaremos, a título de exemplo, o processo de cálculo do Método de Fellenius, de aplicação prática devido à sua extrema simplicidade. Considerou-se o maciço em questão e uma determinada superfície hipotética de ruptura (circular), conforme ilustrado na Figura VII.46.

Divide-se a massa contida na superfície hipotética de ruptura em um certo número de lamelas verticais, de largura constante b (Figura VII.47). Geralmente, com a utilização de cerca de 10 lamelas, já se atinge uma precisão de cálculo aceitável (erro restrito à 2ª casa decimal) do fator de segurança.

O cálculo pretende obter o coeficiente de segurança FS, definido como a relação entre o momento das forças resistentes e o momento das forças atuantes:

$$FS = \frac{M_{Resist.}}{M_{Atuante}}$$

Para isto, considere-se uma lamela genérica, isolada, conforme mostrado na Figura VII.48.

Note-se que, a partir do traçado de uma rede de fluxo (devida à percolação d'água) ou a partir de relações entre pressões neutras e pressões totais de peso de terra (utilizando os parâmetros B de Skempton ou r_u de Bishop), obtêm-se os diagramas de pressões neutras atuantes e, por integração dos mesmos ao longo das superfícies externas de cada lamela, os empuxos d'água (U, U_i, U_j).

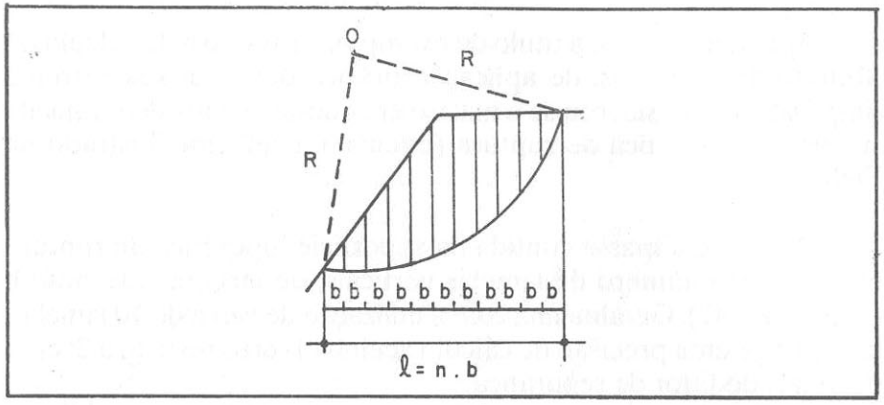
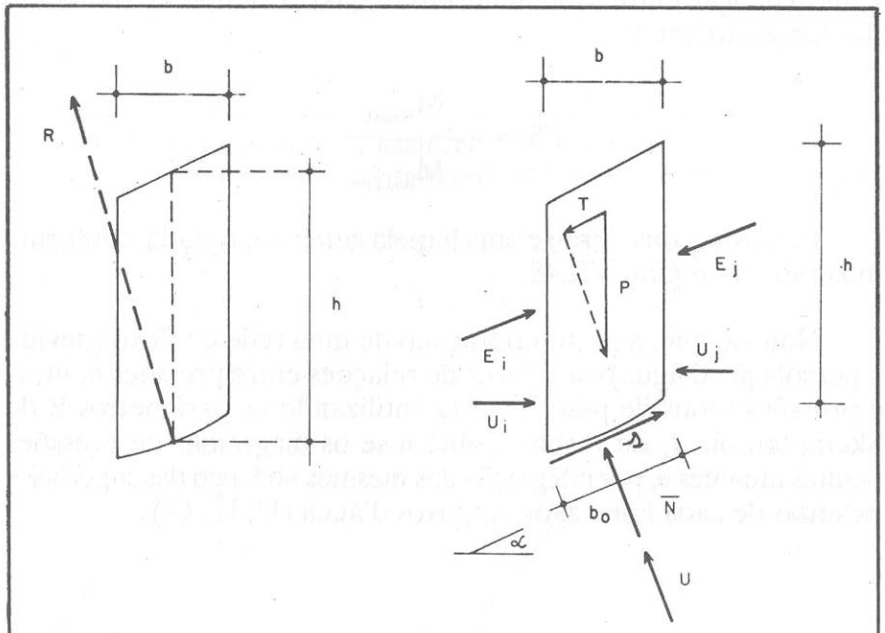


FIGURA VII.47 - Divisão em lamelas



N = força normal atuante na base da lamela
U = resultante das pressões neutras na base da lamela
E_i, E_j = empuxos de terra laterais
U_i, U_j = empuxos d'água laterais

FIGURA VII.48 - Lamela "isolada" e esquema de forças nela atuantes

O cálculo é feito conforme mostrado a seguir, fazendo-se o equilíbrio das forças normais atuantes e estabelecendo-se a equação que define o coeficiente de segurança como a relação entre momentos, já vista. Para isto, admite-se que tanto os empuxos laterais de terra quanto os de água se equilibrem, não resultando deles componentes normais, nem momentos.

Assim, do equilíbrio na direção normal (radial) resulta:

$$\bar{N} = P \cdot \cos\alpha - U$$

Os momentos serão:

$$\dot{M}_{atuante} = T \cdot R = P \cdot \operatorname{sen}\alpha \cdot R$$

$$M_{resistente} = (c \cdot b_o + \bar{N} \cdot \operatorname{tg}\varphi) \cdot R$$

Admitiu-se, para tanto, que o trecho de superfície circular da base possa ser simplificado por um trecho reto (corda) de comprimento b_o (notar que $b_o = b/\cos\alpha$).

Evidentemente, cada lamela fornecerá ao conjunto uma parcela em termos de momento atuante e de momento resistente, de modo que o coeficiente de segurança será obtido pela somatória destes efeitos:

$$FS = \frac{M_{res.\ das\ várias\ lamelas}}{\dot{M}_{atuantes\ das\ várias\ lamelas}} =$$

$$= \frac{\Sigma\,(c \cdot b_o + \bar{N} \cdot \operatorname{tg}\varphi) \cdot R}{\Sigma\,(P \cdot \operatorname{sen}\alpha) \cdot R}$$

Como a superfície apresenta diretriz circular, o raio "R" é constante, de modo que a expressão pode ser simplificada para:

$$FS = \frac{\Sigma c \,.\, b_o + \Sigma \bar{N} \,.\, tg\,\varphi}{\Sigma P \,.\, sen\,\alpha} \quad (1)$$

Considerando-se que:

$$P = \gamma \,.\, b \,.\, h$$

$$\bar{N} = P \cos\alpha - U = \gamma \,.\, b \,.\, h \,.\, \cos\alpha - U = (\gamma \,.\, b \,.\, h \,.\, \cos\alpha - \bar{u} \,.\, b_o)$$

obtém-se:

$$FS = \frac{\Sigma c \,.\, b_o + \Sigma (\gamma \,.\, b \,.\, h \,.\, \cos\alpha - \bar{u} \,.\, b_o) \,.\, tg\,\varphi}{\Sigma \gamma \,.\, b \,.\, h \,.\, sen\,\alpha} \quad (2)$$

onde $\bar{u}$ = pressão neutra média na base de cada lamela.

Comumente, esta expressão é também apresentada como

$$FS = \frac{\frac{1}{\gamma \,.\, b} \Sigma c \,.\, b_o + \Sigma \left(h \,.\, \cos\alpha - \frac{\bar{u} \,.\, b_o}{\gamma \,.\, b}\right) \,.\, tg\,\varphi}{\Sigma h \,.\, sen\,\alpha} \quad (3)$$

Qualquer uma das três expressões (1), (2) ou (3) podem ser utilizadas para os cálculos, sendo que a expressão (3) é particularmente apropriada para utilização em um processo gráfico, uma vez que (γ . b) é uma constante e as grandezas "h", "h . cos α", "h . sen α" e "b_o" podem ser medidas diretamente, com a escala, no desenho, desde que bem apresentado e em escala conveniente.

Obtém-se, desta forma, o coeficiente FS associado ao círculo hipotético considerado. Evidentemente, o círculo crítico poderá não ser este, de modo que o método prevê a realização deste cálculo para vários círculos, obtendo-se, ao final, a estimativa do valor de FS do talude, para o círculo mais crítico analisado (o de menor valor de FS).

Cabe ressaltar que o método de Fellenius, ora apresentado, é menos preciso do que outros mais modernos e sofisticados, inclusive o de Bishop, bastante difundido. Esta falta de precisão deve-se às hipóteses simplificadoras adotadas (desconsideração dos empuxos laterais, por exemplo) e à simplicidade do método. Em casos usuais, no entanto, esta imprecisão resulta em erros inferiores a 10% no valor de FS, geralmente aceitáveis, considerando-se que o desconhecimento a respeito dos parâmetros geotécnicos (especialmente os de resistência dos solos) é usualmente superior a esta faixa de variação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Estabilidade de taludes; Projeto 2:004.07-001.* Rio de Janeiro : ABNT, 1989.

BISHOP, A.W., MORGENSTERN, N. Stability coefficients for earth slopes. *Géotechnique*, v. 10, n. 4, p. 129-150.

CARVALHO, P.A.S., PEDROSA, J.A.B.A., WOLLE, C.M. Aterro reforçado com geotêxteis - Uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, 1986, Porto Alegre. *Anais*... Porto Alegre : ABMS, 1986. V. 4, p. 169-178.

CRUZ, P. *Estabilidade de taludes*. São Paulo : Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1973.

CUNHA, M.A. Observação geológica e fenomenológica em taludes rochosos. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE MECÂNICA DAS ROCHAS, 2, 1986, Porto Alegre. *Anais*... Porto Alegre : ABMS/CBRM, 1986. V. 1, p. 272-284.

CUNHA, M.A., RIBEIRO, F.R. Soluções para combate à erosão em estradas de terra nas regiões de solos arenosos lateríticos no noroeste do Estado de São Paulo. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DE EROSÃO, 4, 1987, Marília. *Anais*... São Paulo : ABGE, 1987. V. 1, p. 361-377.

CUNHA, M.A. et al. *Manual de ocupação de encostas*. São Paulo : IPT, 1991. 230 p. (IPT - Publicação, 1831).

FREITAS, C.G.L. et al. Carta geotécnica do Município de Guarujá: situações de risco nas diferentes unidades homogêneas. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO SOBRE RISCO GEOLÓGICO URBANO, 1, 1990, São Paulo. *Anais*... São Paulo : ABGE, 1990. p. 359-369.

FREITAS, C.G.L. Situações de risco na região da Serra do Mar no Estado de São Paulo: obras lineares. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO SOBRE RISCO GEOLÓGICO URBANO, 1, 1990, São Paulo. *Anais*... São Paulo : ABGE, 1990. p. 316-324.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Projeto de estabilização dos taludes de corte da FEPASA sob o viaduto do km 140 ± 670, da SP-333 (rodovia Porto Ferrão-Ribeirão Preto)*. São Paulo, 1978. (IPT - Relatório nº 11.189).

_____. *Estudos de consolidação de encostas. Rodovia SP-123-Piracuama-Campos do Jordão*. São Paulo, 1981. 4 v. (IPT - Relatório nº 14.180).

_____. *Mapa geomorfológico do Estado de São Paulo*. São Paulo, 1981. 2 v. (IPT-Publicação, 1183-Série Monografias, 5).

_____. *Mapa geológico do Estado de São Paulo*. São Paulo, 1981, 2 v. (IPT-Publicação, 1184-Série Monografias, 6).

_____. *Carta geotécnica do Município de Ubatuba-SP*. São Paulo, 1991. 2 v. (IPT - Relatório nº 28.975).

MELLO, V.F.B., TEIXEIRA, A.H. *Fundações e obras de terra*. 1971. (Notas de aula, Escola de Engenharia de São Carlos, USP).

MELLO, V.F.B. *Considerações a respeito da mecânica dos solos aplicada aos solos residuais*. Tradução da ABGE de trabalho publicado na Southeast Asian Conference on Geotechnical Engineering, 3, 1972, Hong-Kong.

MELLO, V.F.B. *Maciços e obras de terra*. 1975. (Notas de aula, Escola Politécnica, USP).

PASTORE, E.L., MIOTO, J.A. Fenômenos de desagregação superficial em rochas da Formação Bauru, no Estado de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, 1981, Itapema. *Anais*... Itapema : ABGE, 1981. V. 3, p. 235-254.

PINTO, C.S. *Mecânica dos solos*. 1989. (Notas de aula, Escola Politécnica, USP).

PIVETTI, J.L., FERREIRA, L.C., FRANÇOSO, N.C.T. Nova tecnologia de manutenção de infra-estrutura rodo-ferroviária. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda/ Recife. *Anais*... Recife : ABMS, 1982. V. 1, p. 160-177.

ROGÉRIO, P.F. *Cálculo de estabilidade de taludes pelo método de Bishop Simplificado.* São Paulo : Edgard Blücher, 1977.

SANTOS, A.R. Aspectos metodológicos da análise geológico-geotécnica na estabilidade de taludes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, 1981. Itapema. *Anais*... Itapema : ABGE, 1981. V. 2, p. 409-412.

SANTOS, A.R. et al. *Manual técnico para conservação e recuperação de estradas vicinais de terra.* 2. ed. São Paulo : IPT, 1988. 125 p. (IPT - Publicação, 1770).

SÃO PAULO. Secretaria de Energia e Saneamento. Departamento de Águas e Energia Elétrica. *Controle de erosão*: bases conceituais e técnicas, diretrizes para o planejamento urbano e regional, orientações para o controle de boçorocas urbanas. 2. ed. São Paulo : DAEE/IPT, 1990. 92 p.

SILVA, R.F. et al. Peculiarities of *in situ* behavior of tropical lateritic and saprolitic soils in their natural conditions. Erosion. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1, 1985, Brasília. *Proceedings*... São Paulo : ABMS, 1985. Progress report, p. 117-163.

TAYLOR, D.W. *Fundamentals of soil mechanics.* New York : John Wiley, 1948.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. *Landslides:* analysis and control. Washington, 1978. 234 p. il. (TRB - Special Report, 176).

TOGNON, A.A. *Glossário de termos técnicos de geologia de engenharia.* São Paulo : ABGE, 1985. 139 p.

WOLLE, C.M. et al. *Caracterização de um mecanismo de instabilização de encostas na Serra do Mar*. São Paulo : IPT, 1976. 22 p. (IPT - Publicação, 1079).

WOLLE, C.M. *Taludes naturais*: mecanismos de instabilização e critérios de segurança. São Paulo, 1980. 345 p. (Dissertação de Mestrado, EPUSP).

WOLLE, C.M., CARVALHO, P.A.S. Ruptura de um talude rodoviário condicionada por estruturas reliquiares e sua estabilidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. *Anais*... São Paulo : ABGE, 1987. V. 2, p. 135-151.

WOLLE, C.M. *Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas.* São Paulo, 1988. (Tese de Doutorado, EPUSP).

GLOSSÁRIO

ANFITEATRO - Denominação utilizada para uma forma semi-circular ou elíptica do relevo, definida por evolução de processos erosivos no sopé, ou ao longo de encostas naturais, normalmente associada a uma cabeceira de drenagem.

ARENITO - Rocha sedimentar detrítica, composta essencialmente por grãos de areia, ligados entre si por um cimento. O tipo de cimento é responsável pelas propriedades de resistência, podendo ser argiloso, calcífero, silicoso, ferruginoso etc.

ARGILITO - Rocha sedimentar detrítica, constituída essencialmente por partículas argilosas. Distingue-se dos folhelhos por não se partir paralelamente à estratificação.

BACIAS TERCIÁRIAS SEDIMENTARES - Depressão de caráter regional, ocorrida durante o período Terciário, geralmente muito extensa, de forma aproximadamente circular ou elíptica, preenchida por sedimentos transportados de áreas circunjacentes mais elevadas.

BASALTO - Rocha vulcânica básica (porcentagem não muito elevada de quartzo), de cor escura, formada a partir de derrames do magma. Sua alteração leva ao aparecimento de uma argila avermelhada, conhecida genericamente por Terra Roxa. Apresenta comumente estruturas compacta, vesicular, amigdaloidal e brechóide.

CANGA LIMONÍTICA - Concreções ou crostas de óxido de ferro hidratado, de tamanhos muito variados, encontradas no solo, geralmente acompanhadas de um pouco de sílica.

CIMENTAÇÃO - Processo pelo qual as partículas que compõem os sedimentos são aglutinadas, cimentadas e transformadas em rocha sedimentar consolidada. Os materiais cimentantes mais comuns são: o carbonato de cálcio (cimentação carbonática), a sílica, os óxidos de ferro e as argilas.

CUESTA - Elevação topográfica assimétrica, tendo um lado escarpado e o outro suave, obedecendo o mergulho de uma camada existente.

DERRAME - Depósito de lava vulcânica consolidada, formando as rochas ígneas extrusivas (derrames basálticos) em camadas sucessivas de lava solidificada, acima da antiga superfície topográfica, podendo ocupar vastas áreas (por exemplo, a Formação Serra Geral da Bacia do Paraná).

DESCONTINUIDADE - Termo geral utilizado para modificações do maciço rochoso a partir de estruturas, tais como: falhas, diáclases, juntas, fissuras, fraturas, planos de acamamento e xistosidade. Tais descontinuidades determinam planos de fraqueza na rocha.

DIABÁSIO - Rocha intrusiva do magma basáltico, que se apresenta na forma de dique e sill.

DIQUE - Ocorrência tabular de uma rocha ígnea intrusiva, que se aloja de forma discordante em relação à orientação das estruturas principais da rocha encaixante.

ESTRUTURA AMIGDALOIDAL - Quando o basalto contém vesículas disseminadas e preenchidas com materiais de composição diferente da matriz.

ESTRUTURA BRECHÓIDE - Estrutura clástica, de granulação grosseira, constituída de fragmentos angulares de rocha (maiores que 2 mm), cimentados por matriz de granulação mais fina.

ESTRUTURA COMPACTA - Estrutura em que a rocha apresenta granulação fina e homogênea.

ESTRUTURA RESIDUAL OU RELIQUIAR - Diz-se da estrutura do solo que apresenta indícios ou vestígios da rocha de origem, tal como a xistosidade e a presença de minerais pouco alterados.

ESTRUTURA VESICULAR - Quando o basalto possui, disseminado em sua massa, vesículas vazias, provenientes do escape de gases.

ESTRUTURA XISTOSA - Estrutura própria das rochas metamórficas, caracterizada pela orientação mais ou menos paralela dos seus componentes minerais, principalmente lamelares (mica e clorita) e prismáticos (anfibólio etc.). Em geral, outros minerais (quartzo, feldspato etc.) tendem também a orientar-se. Tal disposição orientada define um plano de descontinuidade que facilita a divisibilidade ou foliação da rocha segundo planos paralelos ou sub-paralelos.

FILITO - Rocha metamórfica de granulação fina, intermediária entre o micaxisto e a ardósia, constituída de minerais micáceos, clorita e quartzo, apresentando forte foliação.

FOLHELHO - Rocha sedimentar laminada, de aspecto foliado, de granulação fina (siltes e argilas), na qual as superfícies de acamamento são de fácil separação.

GNAISSE - Rocha metamórfica de granulação grossa, bandada irregularmente. A xistosidade é pouco evidente, devido à predominância de quartzo e feldspato sobre os minerais micáceos, apresentando uma composição mineralógica semelhante à do granito.

GRANITO - Rocha ígnea, granular, essencialmente constituída por quartzo (rocha ácida), feldspatos alcalinos e, acessoriamente, por micas (biotita e muscovita), piroxênios e anfibólios.

GRANULITO - Rocha metamórfica equigranular, sem minerais micáceos ou anfibólios e, portanto, sem xistosidade nítida.

INTEMPERISMO - Conjunto de processos químicos, mecânicos e biológicos, que ocasionam a alteração e a decomposição das rochas e dos minerais, graças à ação de agentes atmosféricos e biológicos; o produto final de alteração das rochas é o solo. Nos países tropicais predomina o intemperismo químico.

INTERDIGITAÇÃO - Passagem de um material para outro através de uma série de camadas com extremidades intercaladas, em forma de cunha.

INTRUSÃO - Corpo de rocha ígnea, introduzido, ainda em estado de fusão (magma), por entre outras rochas mais antigas, as quais são denominadas rochas encaixantes.

LATERITA - Material formado pela lixiviação de uma rocha ou solo, onde ocorre a precipitação de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, e posterior consolidação do material por perda de água dos hidróxidos. Nos estágios intermediários formam-se solos avermelhados, ricos em ferro e alumínio na fração argila, denominados solos lateríticos.

LENÇOL DE ÁGUA SUSPENSO - É o aqüífero, de extensão limitada, localizado sobre uma camada ou lente de solo ou rocha de baixa permeabilidade, ou mesmo impermeável, acima do nível local do aqüífero regional.

LIXIVIAÇÃO - Remoção das partículas solúveis e/ou coloidais de um solo ou rocha, pela percolação de água.

MATACÃO - Bloco de rocha comumente arredondado, transportado ou formado *in situ*, de diâmetro superior a 25 cm. É encontrado na superfície ou no interior do solo, sendo característico da alteração de rochas graníticas.

MATERIAL CONGLOMERÁTICO - Material formado por fragmentos quebrados de rochas ou minerais preexistentes, mal selecionados, isolados ou ligados entre si por cimentação.

MIGMATITO - Rocha de origem mista, composta por uma parte metamórfica mais antiga, de coloração mais escura (paleossoma), e de uma parte mais recente, formada pela fusão e remobilização da rocha original, resultante ou não de injeção de magmas graníticos de coloração mais clara (neossoma). O arranjo macroscópico entre o paleossoma e o neossoma determina a estrutura do migmatito. Quando ocorre em faixas alternadas, define uma estrutura conhecida por estromatítica. Quando a mistura é relativamente grande, dando um aspecto mais homogêneo à rocha, pode formar a estrutura oftalmítica, que apresenta megacristais, ou estrutura nebulítica, em que os cristais são menores. Nestas duas últimas situações, o migmatito apresenta aparência e mineralogia semelhantes à do granito. Podem ser encontradas outras estruturas, porém não consideradas neste Manual.

MORRO TESTEMUNHO - Elevação isolada do terreno, resultante de antigas superfícies erodidas.

PROCESSO TECTÔNICO - Movimento da crosta terrestre, devido a tensões oriundas de forças internas da Terra, resultando na deformação da crosta, com aparecimento de quebras, fraturas, deslocamentos de blocos etc.

ROCHA ÍGNEA OU MAGMÁTICA - Nome dado a qualquer tipo de rocha formada pelo esfriamento e solidificação de massa fluida, proveniente das profundezas da Terra (magma).

ROCHA METAMÓRFICA - Rocha derivada de outras rochas preexistentes, que sofreu mudanças mineralógicas, químicas e estruturais, ocorridas essencialmente no estado sólido, em resposta a mudanças marcantes na temperatura, pressão e ambiente químico atuantes em profundidades da crosta terrestre.

ROCHA SEDIMENTAR - Rocha originada pela consolidação de detritos de outras rochas, que foram transportados, depositados e acumulados, ou que provém de precipitações químicas, ou ainda, da acumulação de restos de seres vivos (conchas e carapaças).

SÍLEX - Nódulos de tamanhos diversos de sílica, opaca pela grande quantidade de impurezas.

SILL - Ocorrência de uma rocha ígnea intrusiva, que se aloja paralelamente às estruturas principais da rocha encaixante, possuindo geralmente o aspecto de camada.

TEXTURA GRANULAR - Textura de rochas, onde a maioria dos minerais são aproximadamente de tamanhos semelhantes e visíveis a olho nu.

XISTO - Rocha metamórfica acentuadamente foliada, em cuja composição é predominante a presença de micas (biotita, muscovita, clorita, sericita etc.) e, em menor proporção, de quartzo.

XISTOSIDADE - Estrutra própria das rochas metamórficas, resultante de orientação aproximadamente paralela dos seus componentes minerais.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO

Diretoria de Engenharia

Assessoria e Divisões

AEE - ASSESSORIA DE PROJETOS
Engº Valter Prieto
End. Av. do Estado, 777, 2º andar, sala 200
Ponte Pequena - CEP 01107
São Paulo - Fone: (011) 228-4920

AOE - ASSESSORIA DE CONSTRUÇÃO
Engº Abrão Abdalla
End. Av. do Estado, 777, 2º andar, sala 210
Ponte Pequena - CEP 01107
São Paulo - Fone: (011) 228-0932

ASE - ASSESSORIA DE SEGURANÇA DE TRÁFEGO
Engº Carlos Thenn de Barros
End. Av. do Estado, 777, 2º andar, sala 206
Ponte Pequena - CEP 01107
São Paulo - Fone: (011) 229-3397

ACE - ASSESSORIA DE CONSERVAÇÃO
Engº José Bazan Hurtado Filho
End. Av. do Estado, 777, 2º andar, sala 211
Ponte Pequena - CEP 01107
São Paulo - Fone: (011) 227-9519

DME - DIVISÃO DE PATRIMÔNIO
Engº Mário Lucas D'Ávila
End. Av. do Estado, 777, 2º andar, sala 220
Ponte Pequena - CEP 01107
São Paulo - Fone: (011) 228-4920

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO

Diretoria de Operações

Divisões Regionais

DR. 1 CAMPINAS
Engº Rubens de Vasconcelos Conti
Rua Francisco Xavier Arruda Camargo, s/n
Jardim Santana - CEP 13100
Fone: (0192) 52-1139 - 51-1911

DR. 2 ITAPETININGA
Engº Antonio Marcos de O. Barbosa
Rua Gen. Carneiro, 196 - CEP 18200
Fone: (0152) 71-0002 - 71-0266

DR. 3 BAURU
Engº Luis Roberto Avalone Nogueira
Av. Cruzeiro do Sul, 13-15 - CEP 17100
Fone: (0142) 23-2100 - 23-2495

DR. 4 ARARAQUARA
Engº Gerson Bertoni Camargo
Rua Castro Alves. 1271 - CEP 14800
Fone: (0162) 22-4926 - 22-2622

DR. 5 SÃO VICENTE
Engº José Paulo Soares de Camargo
Rua Martim Afonso, 214 - CEP 11300
Fone: (0132) 68-5733 - 68-1222

DR. 6 TAUBATÉ
Engº Ferdinando Aparecido Aronne
Rua Expedivionária Armando de Moura, s/n - CEP 12100
Fone: (0122) 33-3811 - 33-3933

DR. 7 ASSIS
Engº Romão Arruda Borrego
Av. Rui Barbosa, 2325 - CEP 19800
Fone: (0183) 22-3844

DR. 8 RIBEIRÃO PRETO
Engº Reynaldo Thomas Setti
Av. Presidente Kennedy, 1760 - CEP 14100
Fone: (0166) 27-3766 - 27-2425

DR. 9 SÃO JOSÉ DO RIO PRETO
Engº Silvio Andreoli
km 436 da Via Washington Luiz - CEP 15100
Fone: (0172) 32-5666 - 32-8722

DR. 10 GRANDE SÃO PAULO
Engº Duilio Sancinetti
Av. Paulista, 2644 - CEP 01310
Fone: (011) 259-0966 - 258-2094

DR. 11 ARAÇATUBA
Engº Dimer Galvani
Rua Ten. Alcides Teodoro dos Santos, 100 - CEP 16100
Fone: (0186) 23-2910 - 23-7111

DR. 12 PRESIDENTE PRUDENTE
Engº João Augusto Ribeiro
km 561 da SP-270 - CEP 19100
Fone: (0182) 33-5352 - 22-9400

DR. 13 RIO CLARO
Engº Antonio Wallace de A. Chagas
Av. 38, 965 - CEP 13500
Fone: (0195) 34-8022 - 34-8144