UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

ESTABILIDADE DE ENCOSTAS E CONDICIONANTES
GEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E ESTRUTURAIS, NUM
TRECHO DA SERRA DE CUBATÃO

JOSÉ GONÇALVES MACHADO FILHO

Orientador: Prof. Dr. Georg Robert Sadowski

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

COMISSÃO JULGADORA

Nome

Assinatura

Presidente: Prof. Dr. Georg Robert Sadowski

Examinadores: Prof. Dr. Ginaldo Ademar da Cruz Campanha

Prof. Dr. Jayme de Oliveira Campos

SÃO PAULO
2000

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

**ESTABILIDADE DE ENCOSTAS E CONDICIONANTES
GEOLÓGICOS, GEOMORFOLÓGICOS E ESTRUTURAIS,
NUM TRECHO DA SERRA DE CUBATÃO**

José Gonçalves Machado Filho

Orientador: Prof. Dr. Georg Robert Sadowski

DEDALUS - Acervo - IGC

30900004579

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica

SÃO PAULO
2000

DEDICATÓRIA

À minha esposa
e aos meus filhos

AGRADECIMENTOS

Deveria agradecer a muitas pessoas que me ajudaram de alguma forma a concretizar este trabalho, tornando realidade um antigo anseio, que não se mostrou superado.

São pessoas que encontrei ao longo da vida, que me mostraram o lado bom das coisas, que a vida vale a pena e que devemos lutar por nosso objetivo de desenvolvimento pessoal qualquer que seja o momento.

Objetivamente, sou muito grato ao amigo e professor Dr. Georg Robert Sadowski que orientou-me neste trabalho, abrindo-me as portas para uma nova etapa de estudos.

Agradeço aos diversos professores do Instituto de Geociências que ministraram as disciplinas que frequentei durante o curso, bem como àqueles com quem tive o privilégio de conversar e apreender conhecimentos.

Quero fazer referência à gentileza no tratamento recebido das secretárias do Departamento de Pós-graduação e à eficiência da Biblioteca do Instituto.

Meu agradecimento à CAPES pela bolsa recebida durante o primeiro ano do curso.

Devo lembrar a permissão concedida pela DERSA para consulta em seu arquivo técnico e biblioteca e também a autorização inicial para circulação nas estradas de serviço do sistema Anchieta-Imigrantes, posteriormente referendada pela ECOVIAS.

Meu agradecimento especial à minha esposa e às minhas filhas que permanentemente me incentivam.

Meu agradecimento a Deus que está sempre comigo.

ÍNDICE

RESUMO	xv
---------------------	-----------

ABSTRACT	xvi
-----------------------	------------

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1. HISTÓRICO – OBJETIVOS	1
I.2. LOCALIZAÇÃO	4
I.3. VISÃO GERAL DA ÁREA	7
I.4. METODOLOGIA - FONTES DE INFORMAÇÃO	9
I.5. ESTUDOS GEOLÓGICOS ANTERIORES	10

CAPÍTULO II

ARCABOUÇO GEOLÓGICO-TECTÔNICO REGIONAL

II.1. GERAL	13
II.2. ZONA DO FALHAMENTO DE CUBATÃO	17

CAPÍTULO III

GEOLOGIA DA ÁREA

III.1. ESTRATIGRAFIA

III.1.1. Litologia	20
III.1.2. Relações de Contacto	27

III.2. ESTRUTURAS

III.2.1. Estruturas Dúcteis	28
III.2.2. Estruturas Rúpteis – Fotolineamentos	30
III.2.3. Estruturas Rúpteis – Juntas	37
III.2.4. Análise Comparativa das Estruturas Rúpteis	46

CAPÍTULO IV

GEOMORFOLOGIA DA ÁREA

IV.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	51
IV.2. CARACTERÍSTICAS LOCAIS	53
IV.3. VISÃO LOCAL E DAS ÁREAS CIRCUNDANTES	58

CAPÍTULO V

CLIMA, PLUVIOMETRIA E VEGETAÇÃO

V.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CLIMA E INFLUÊNCIA DA PLUVIOMETRIA	62
V.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O TIPO E INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO	68

CAPÍTULO VI

ASPECTOS CONCEITUAIS DA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

VI.1. MOVIMENTOS DE ENCOSTAS – CLASSIFICAÇÃO E FATORES INTERVENIENTES	74
VI.2. TIPOS DE RUPTURA	81
VI.3. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS	85

VI.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

VI.4.1. Parâmetros de Estabilidade	94
VI.4.2. Fator de Segurança	96
VI.4.3. Altura X Inclinação	99
VI.4.4. Critérios de Ruptura	102
VI.4.5. Métodos de Análise	106

CAPÍTULO VII

CONDICIONANTES LOCAIS DE ESTABILIDADE

VII.1. PERFIL DE ALTERAÇÃO E PARÂMETROS DE ESTABILIDADE	111
VII.2. COMPARTIMENTAÇÃO DA ÁREA	115
VII.3. MODELOS DE INSTABILIZAÇÃO	117
VII.4. TIPOS DE TRATAMENTOS E CONTENÇÕES UTILIZADOS	
VII.4.1. Considerações Gerais e Principais Tipos	121
VII.4.2. Muros Atirantados	129
VII.4.3. Estacas-Raiz	133
VII.4.4. Gabião e "Crib-wall"	135
VII.4.5. Anéis de Proteção em Viadutos	137

CAPÍTULO VIII

EXEMPLOS HISTÓRICOS DE INSTABILIZAÇÕES NA ÁREA

VIII.1. OS BAIRROS-COTA DA VIA ANCHIETA	139
---	-----

VIII.2. ESCORREGAMENTOS NA RODOVIA DOS IMIGRANTES - - 1973/1976	145
--	-----

VIII.3. ESCORREGAMENTOS NO CAMINHO DO MAR – - FEVEREIRO/1994	149
---	-----

VIII.4. RUPTURA NA VIA ANCHIETA – DEZEMBRO/1999	155
---	-----

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES	157
-------------------------	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.2.1.a. Área da pesquisa (IBGE, 1984)	5
Figura I.2.1.b. Localização da área e base topográfica	6
Figura II.1.1. Lineamento ao longo da margem este brasileira (Chang et al,1992)	15
Figura II.1.2. Províncias do embasamento do escudo precambriano brasileiro (Cordani et al, 1984)	16
Figura II.2.1. Sistema de megafalhas Cubatão (Sadowski, 1991)	18
Figura II.2.2. Sistema de juntas associadas às grandes transcorrências (Egydio da Silva et al, 1982)	19
Figura III.1.1.1. Mapa Geológico (baseado em Sadowski, 1974, 1993)	22
Figura III.1.1.2.a. Situação da área e articulação das folhas IBGE	23
Figura III.1.1.2.b. Seção geológica A-A'	23
Figura III.1.1.3. Seção B-B': relações espaciais da faixa de metassedimentos do vale do Cubatão, com as rochas do Bloco Juquitiba (Sadowski, 1991)	26
Figura III.2.2.1. Mapa esquemático da área com fotolineamentos	31
Figura III.2.2.2. Diagrama de frequências em rosácea. Área do Planalto	32
Figura III.2.2.3. Diagrama de frequências em rosácea. Área da Serra e Vale do Cubatão	33
Figura III.2.2.4. Diagrama de frequências em rosácea. Área A	34
Figura III.2.2.5. Diagrama de frequências em rosácea. Área B	35
Figura III.2.3.1. Ponto A1. Estereograma de 92 polos de juntas	41
Figura III.2.3.2. Ponto A2. Estereograma de 66 polos de juntas	42
Figura III.2.3.3. Ponto B1. Estereograma de 81 polos de juntas	43

Figura III.2.3.4. Ponto B2. Estereograma de 154 polos de juntas	44
Figura III.2.3.5. Ponto B3. Estereograma de 94 polos de juntas	45
Figura III.2.4.1. Ponto A1. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes	47
Figura III.2.4.2. Ponto A2. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes	48
Figura III.2.4.3. Ponto B1. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes	48
Figura III.2.4.4. Ponto B2. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes	49
Figura III.2.4.5. Ponto B3. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes	49
Figura IV.2.1. Mapa Geomorfológico	55
Figura IV.3.1. Identificação de elementos da imagem Landsat	60
Figura V.1.1. Localização das estações pluviométricas	64
Figura V.1.2. Correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, município de Cubatão (Tatizana et al, 1987)	67
Figura V.2.1. Desmatamento e variação esquemática da estabilidade das encostas (Wolle, 1987)	72
Figura VI.1.1. Variação da coesão aparente do solo coluvionar da Serra do Mar em função do grau de saturação(Carvalho, 1991)	78
Figura VI.2.1. Ruptura em solo coesivo (Cernica, 1994)	82
Figura VI.2.2. Tipos de ruptura plana (Piteau e Martin, 1981)	82
Figura VI.2.3. Principais tipos de rupturas em taludes rochosos e suas condições estruturais representadas em estereogramas (Hoek & Bray, 1997)	83

Figura VI.4.1.1. Tensões normal e cisalhante num bloco de solo ou rocha na condição limite de ruptura (Hoek & Bray, 1997)	95
Figura VI.4.2.1. Forças atuantes num bloco em equilíbrio (Hoek & Bray, 1997)	97
Figura VI.4.2.2. Equilíbrio de forças num bloco atirantado (Hoek & Bray, 1997)	97
Figura VI.4.3.1. Relação altura X inclinação de taludes para diferentes materiais (Hoek & Bray, 1997)	100
Figura VI.4.3.2. Altura X inclinação de taludes em rochas duras (Hoek, 1995)	101
Figura VI.4.4.1. Curva tensão X deformação de material elasto-plástico (Hatcher Junior, 1995)	103
Figura VI.4.4.2. Curva tensão X deformação de material elástico (Hatcher Junior, 1995)	103
Figura VI.4.4.3. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	105
Figura VI.4.4.4. Envoltória de Mohr	105
Figura VI.4.5.1. Grau de segurança de um talude em termos probabilísticos (Gama,1997)	107
Figura VI.4.5.2. Análise de rupturas planas em projeção estereográfica (Hoek e Bray, 1997)	109
Figura VII.1.1. Perfil de alteração típico de rochas metamórficas em região de serra (Pastore, 1995)	112
Figura VII.1.2. Perfil de alteração na região do viaduto VA-16 da Rodovia dos Imigrantes (Machado Filho, 1974)	112
Figura VII.3.1. Instabilização em solo coluvionar (Wolle, 1988)	119

Figura VII.4.2.1. Tipos de muros atirantados na Rodovia dos Imigrantes	130
Figura VII.4.3.1. Contenção de encosta com estacas-raiz (Hessing, 1976)	133
Figura VII.4.4.1. Gabião tipo caixa ou gaiola. (Maccaferri, 1979)	135
Figura VII.4.5.1. Seção geológica esquemática em região de tálus, com anéis de proteção .(Machado Filho, 1974)	138
Figura VIII.1.1. Localização dos Bairros-Cota	140

ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS

Fotografia III.2.1.1. Dobra em zona de cisalhamento dúctil	29
Fotografia III.2.1.2. Boudins em zona de cisalhamento dúctil-rúptil	29
Fotografia III.2.3.1. Ponto A1. Visão restrita do local	41
Fotografia III.2.3.2. Ponto A2. Vista do afloramento	42
Fotografia III.2.3.3. Ponto B1. Vista parcial do local	43
Fotografia III.2.3.4. Ponto B2. Vista do corte	44
Fotografia III.2.3.5. Ponto B3. Vista parcial do afloramento	45
Fotografia IV.2.1. Planalto Paulistano. Vista parcial junto à Represa do Rio das Pedras	56
Fotografia IV.2.2. Serra de Cubatão. Visão geral da vertente do Caminho do Mar	56
Fotografia IV.2.3. Serra de Cubatão. Vista da vertente direita do rio Cubatão, com Planície Costeira ao fundo	57
Fotografia IV.2.4. Planície Costeira. Vista parcial com a cidade de São Vicente ao fundo	57
Fotografia V.2.1. Aspecto geral da mata na Serra de Cubatão	70
Fotografia V.2.2. Área com indícios de degradação vegetal	70
Fotografia V.2.3. Vegetação destruída na encosta do viaduto VA-5 da Rodovia dos Imigrantes, Nov/1974 (Desenvolvimento Rodoviário SA)	73
Fotografia V.2.4. Aspecto da vegetação no mesmo local em Out/1999	73
Fotografia VII.3.1. Escorregamentos translacionais na Serra de Cubatão	119
Fotografia VII.3.2. Escorregamento de solo coluvial arrastando o substrato saprolítico	120

Fotografia VII.4.1.1.	Muro de concreto em corte da estrada de serviço da Rodovia dos Imigrantes. A juzante, muro atirantado	124
Fotografia VII.4.1.2.	Muros de pedra fazendo parte de galeria e escada hidráulica	124
Fotografia VII.4.1.3.	Concreto projetado em zona de emboque de túnel. Janela de serviço do TA-9, Rodovia dos Imigrantes	125
Fotografia VII.4.1.4.	Encosta protegida com chumbadores e tela metálica ...	125
Fotografia VII.4.1.5.	Drenagem superficial – escada hidráulica	127
Fotografia VII.4.1.6.	Drenos tubulares profundos em região de tálus	127
Fotografia VII.4.1.7.	Cordões vegetais em encosta sobre emboque de túnel	128
Fotografia VII.4.1.8.	Cordões vegetais em encosta de estrada de serviço	128
Fotografia VII.4.2.1.	Muro atirantado de placas retangulares na Rodovia dos Imigrantes	130
Fotografia VII.4.2.2.	Muro de sapatas atirantadas	131
Fotografia VII.4.2.3.	Sapatas atirantadas reforçando zona de fundação de viaduto, na Rodovia dos Imigrantes	131
Fotografia VII.4.2.4.	Tirante de 12 fios de aço, em fase de montagem	132
Fotografia VII.4.2.5.	Sapata de concreto, com tirante posicionado	132
Fotografia VII.4.2.6.	Tirante já protendido, com a cabeça de cravação	132
Fotografia VII.4.2.7.	Sapata terminada, com a cabeça do tirante revestida ..	132
Fotografia VII.4.3.1.	Estacas-raiz em encosta a montante de emboque de túnel, na Rodovia dos Imigrantes	134
Fotografia VII.4.3.2.	Estacas-raiz reforçando encosta em zona de fundação de viaduto, na Rodovia dos Imigrantes	134
Fotografia VII.4.4.1.	Canal de drenagem construído com muros e colchão de gabiões, na estrada de serviço	136

Fotografia VII.4.4.2. Estrada de serviço no trecho da serra, construída sobre "crib-wall"	136
Fotografia VII.4.5.1. Anéis de proteção em viaduto da Rodovia dos Imigrantes	138
Fotografia VIII.1.1. Vista parcial do bairro na Cota 400	142
Fotografia VIII.1.2. Bairros-Cota nas encostas da Serra de Cubatão	142
Fotografia VIII.1.3.. Vista parcial do Morro Preto na Cota 95 (Machado Filho, 1994)	144
Fotografia VIII.1.4. Casa sobre berma de equilíbrio no Morro Preto (Machado Filho, 1994)	144
Fotografia VIII.2.1. Vista da encosta do TA-6, emboque S. Paulo (outubro/1975)	147
Fotografia VIII.2.2. Vista parcial à juzante do TA-6, emboque S. Paulo com tratamento vegetal (setembro/1976)	147
Fotografia VIII.2.3. Encosta do TA-9, emboque S. Paulo (DERSA, fevereiro/1976)	148
Fotografia VIII.3.1. Foto aérea das encostas do Caminho do Mar. Escala 1:25000 (BASE, março/1994)	150
Fotografia VIII.3.2. Ruptura afetando meia pista no Caminho do Mar, km 47,6 (abril/1994)	151
Fotografia VIII.3.3. Ruptura seccionando a pista no Caminho do Mar, km 47,9 (abril/1994)	152
Fotografia VIII.3.4. Ruptura seccionando a pista no Caminho do Mar, km 48,1 (abril/1994)	153
Fotografia VIII.4.1. Escorregamento inicial na Via Anchieta em 13/12/1999 (http://ecovias.com.br)	156
Fotografia VIII.4.2. Evolução do escorregamento em direção à pista em 23/12/1999 (http://ecovias.com.br)	156

ÍNDICE DE IMAGENS

Imagem I.3.1. Visão geral da área (Landsat 5, 1988)	8
Imagem IV.3.1. Visão local e das áreas circundantes (Landsat 5, 1995).....	61

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela I.1.1. Acidentes importantes causados por escorregamentos no Brasil (Augusto Filho, 1994)	3
Tabela III.2.4.1. Quadro comparativo das estruturas rúpteis preponderantes (direção/mergulho)	50
Tabela V.1.1. Alturas anuais de chuvas em mm. (DAEE/CTH, 1997)	65
Tabela VI.1.1. Classificação dos movimentos de encostas (Varnes, 1978)	76
Tabela VI.1.2. Fatores deflagradores dos movimentos de encostas (Varnes, 1978)	76
Tabela VI.1.3. Resistência de solos com macroestruturas (Sandroni, 1985)	78
Tabela VI.1.4. Valores de ângulo de atrito para rochas intactas, com juntas e com juntas cizalhadas (Hoek, 1972)	80
Tabela VI.3.1. Principais classificações geomecânicas (Beniawski, 1989)	86
Tabela VI.3.2. Índices característicos das principais classificações geomecânicas (ABGE, 1998)	86
Tabela VI.3.3. Sistema RMR de classificação geomecânica (Beniawski, 1979)	87
Tabela VI.3.4. Parâmetros rochoso utilizados na obtenção do índice Q da classificação NGI (Barton et al, 1974)	89
Tabela VI.3.5. Valor de ajuste devido às juntas (Romana, 1985)	93
Tabela VI.3.6. Valor de ajuste devido ao método de escavação (Romana, 1985)	93
Tabela VI.3.7. Classificação SMR (Romana, 1985)	93
Tabela VI.4.1.1. Parâmetros típicos de solos e rochas (Hoek e Bray, 1997)	95

Tabela VI.4.5.1. Principais métodos analíticos de análise de estabilidade (IPT,1990)	107
Tabela VII.1.1. Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras das encostas próximas aos túneis TA-6 e TA-7, da Rodovia dos Imigrantes (IPT, 1976, apud Wolle, 1988)	114
Tabela VII.1.2. Parâmetros médios de resistência ao cisalhamento dos solos (IPT, 1976, apud Wolle, 1988)	114

RESUMO

A Serra de Cubatão, denominação local da Serra do Mar é constituída predominantemente por rochas metamórficas de alto e médio grau, dos Complexos Embu e Costeiro, do Proterozóico Superior, englobando especialmente gnaisses, granito-gnaisses, xistos, filitos, milonitos, quartzitos e calco-silicatadas.

Sua origem está intimamente ligada à origem e desenvolvimento da costa sudeste brasileira, a qual se iniciou no período Jurássico/Início do Cretáceo, quando houve a separação dos blocos da América do Sul e África, originalmente constituintes do supercontinente do Gondwana.

Os contactos litológicos na área são bastante lineares e sub-paralelos, acompanhando a direção geral do Falhamento de Cubatão, N 50°– 60°. Essa é também a direção geral das principais estruturas regionais e locais, como dobramentos, falhamentos, foliações, intrusões graníticas, etc.

O perfil de alteração no trecho escarpado é basicamente representado pela sequência solo coluvial/solo saprolítico/saprolito/rocha sã, havendo localmente diversas ocorrências de tálus. As espessuras de alteração atingem dezenas de metros nas cotas superiores junto à borda do Planalto Paulistano (cerca de 750m de altitude), diminuindo gradativamente à medida que se desce a escarpa. Abaixo da cota 300m, sua espessura se reduz a poucos metros, sendo comum o afloramento de rocha sã nos talvegues e à meia encosta.

A área tem sido palco ao longo dos anos, de movimentos de massas que atuam como agentes naturais modeladores das encostas, manifestando-se tanto como movimentos lentos de rastejo, como através de escorregamentos cíclicos nas estações chuvosas, deixando extensas cicatrizes na paisagem. O alto índice pluviométrico, em torno de 3500mm/ano, aliado ao relevo escarpado, favorecem a ocorrência de escorregamentos, fatos esses que são sempre agravados nos locais onde se manifesta a ação antrópica, quer nas obras viárias, quer nos desmatamentos e ocupações desordenadas como ocorre nos Bairros-Cota da Via Anchieta, onde a população é estimada em 30000 pessoas.

As encostas em geral estão em situação de equilíbrio precário (Fator de segurança ~1,0), sendo sua estabilidade diretamente condicionada pelos fatores de natureza geológica, geomorfológica e estrutural, conforme abordado no decorrer do trabalho. Os escorregamentos predominantes são superficiais translacionais de pequena espessura, afetando o solo coluvial, sendo a superfície de ruptura o contacto com o substrato de material saprolítico, o qual por vezes, tem partes envolvidas no processo. Esses escorregamentos afetam também zonas de tálus, os quais em alguns casos de cortes rodoviários, apresentaram rupturas rotacionais mais profundas.

Localmente ocorrem escorregamentos planares em solos saprolíticos e rochas.

As principais estruturas rúpteis, dispõem-se em padrões concordante ou sub-normal com a direção geral das estruturas regionais (N50°– 60° e N140°–150°), havendo algumas famílias secundárias bastante desfavoráveis para a estabilidade.

ABSTRACT

Serra de Cubatão, local denomination of Serra do Mar ridge is predominantly constituted by metamorphic rocks of high and medium grade which belong to the Upper Proterozoic Embu and Costeiro Complexes. They include gnaisses, granite-gnaisses, schists, phyllites, mylonites, quartzites and carbonates.

Its origin is intimately linked to the origin and development of the Brazilian southeastern coast, which began in the Jurassic/Early Cretaceous with separation of South America from Africa, during the break-up of Gondwana land.

The lithologic contacts in the area are quite lineal and sub-parallel, accompanying the local strike of the Cubatão Fault, N 50°– 60°. That is also the main regional trend of folds, faults, foliations, granitic intrusions, etc.

The alteration profile in the scarps is basically represented by the sequence coluvial soil/residual soil/weathered rock/rock, with several local talus occurrences. The alteration thickness reaches dozens of meters close to the border of the Paulistano Highlands (about 750m of altitude), declining in lower altitudes. Below the altitude of 300m, its thickness is reduced to a few meters and rock appears along the drainage lines and on the slopes.

Along the years the area has been subjected to mass movements related to the geomorphic evolution of the scarp, represented as much as slow movements ("rastejo"), as cyclical landslides in the rainy seasons leaving extensive scars in the landscape. The high pluviometric index, around 3500mm/year, allied to the abrupt relief, favor the landslides occurrences, which are always agravated by local anthropic actions, such as road constructions, deforestations and disordered human settlements. One exemple are the Bairros-Cotas of Via Anchieta, with an estimated population of 30000 people.

The slopes in general are in precarious balance (Factor of safety $\sim 1,0$). Its stability is directly conditioned by geological, geomorphological and structural factors.

The predominant landslides are thin and superficial, affecting the coluvial soil, with failure surface on the contact with the saprolitic substratum, which can have some of its parts involved in the process. This type of landslides also affects talus zones, but in some cases related to the road cuts, talus present deep circular failures.

Plane failures are local, affecting saprolites and rocks.

The general discontinuities are disposed in patterns following or sub-normal to the general strike of the regional structures (N50°– 60° ; N140°– 150°), with secondary families quite unfavourable for the stability of the slopes.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1. HISTÓRICO - OBJETIVOS

A estabilidade de encostas em ambiente tropical e sub-tropical , como ocorre em nosso país é assunto de interesse técnico-científico e também social, na medida em que a ação antrópica, onde ela se verifica é o principal agente deflagrador das instabilizações, ou no mínimo fator agravante das condições do equilíbrio natural.

Se bem que existam algumas controvérsias, o termo encosta é geralmente utilizado para maciços naturais e o termo talude para maciços trabalhados pelo homem. Tal discussão entretanto não é relevante para este trabalho.

No Brasil se destaca a importância do estudo de encostas, ao longo das escarpas serranas que acompanham grande extensão da costa brasileira, notadamente na região sudeste, com a Serra Geral, Serra do Mar e Serra da Mantiqueira.

Cidades litorâneas situadas no sopé da Serra do Mar, como Caraguatatuba, Santos, e Rio de Janeiro, para citar os casos mais notáveis, tem sido ao longo dos anos palcos de instabilizações danosas ao patrimônio publico e trágicas para a população.

Relatos de Cubatão, cujo município abrange parte da serra do mesmo nome, tem sido constantemente citados na bibliografia técnica e na mídia em geral, não só por alguns acidentes localizados, mas principalmente devido ao permanente risco de instabilizações que ameaça os chamados "Bairros-Cota", situados ao longo da Via Anchieta, onde vive uma população de cerca de 30.000 pessoas.

Outras cidades não litorâneas, porem de topografia montanhosa, como Petrópolis, Campos do Jordão e Ouro Preto, para citar 3 casos bem conhecidos, já registram alguns eventos de escorregamentos geológicos, inclusive com vítimas fatais. Convem lembrar que os termos escorregamentos e deslizamentos são geralmente utilizados, sem haver uma diferença clara entre eles.

De modo geral, cidades de grande população, como algumas capitais de Estados, destacando-se Salvador, Recife, São Paulo, Belo Horizonte, apresentam aspectos de riscos geológicos devido às instabilizações provocadas por populações de baixa

renda que ocupam desordenadamente áreas de encostas de morros, o que resulta em acidentes periódicos, nos períodos de chuvas mais concentradas. Esse mesmo tipo de situação aliás é encontrado em diversas cidades do mundo com população excessiva e de baixa renda, como ocorre em vários países asiáticos.

Os problemas de instabilidades em encostas estão ligados a uma multiplicidade de fatores naturais, que se iniciam na própria formação geológica do maciço, continuam através de suas evolução geomorfológica e estrutural e se agravam sempre que ocorre a ação antrópica.

Sendo bastante grande a variedade e complexidade desses fatores, não seria possível abordá-los todos detalhadamente uma vez que cada caso de instabilização é um caso particular que deve merecer a atenção do geólogo e do geotécnico.

Entretanto, o assunto merece uma abordagem geral nos seus aspectos principais, bem como observações específicas e concernentes à área pesquisada, sendo esta a proposta do presente trabalho.

O fato de se encontrarem na área de estudo as ligações viárias entre a Grande São Paulo e as cidades de Santos, Cubatão, São Vicente, Guarujá, além do principal porto brasileiro e um importante complexo petro-químico, reforça a conveniência da pesquisa. Como é sabido, também essas ligações são periodicamente afetadas por escorregamentos de taludes e encostas.

Convém lembrar que já foi iniciada a construção de uma segunda pista da Rodovia dos Imigrantes no trecho serrano, o que poderá representar novo impacto para a área, com novas instabilizações.

Dentre os inúmeros casos de instabilizações de encostas ocorridos no Brasil, podemos destacar alguns que tiveram consequências trágicas para a população, conforme apresentado na **Tabela I.1.1.**

**Tabela I.1.1. Acidentes importantes causados por escorregamentos no Brasil
(Augusto Filho, 1994)**

LOCAL	DATA	PERDAS SOCIOECONÔMICAS
Santos, SP (Mont Serrat)	1928	60 mortes, destruição da Santa Casa de Santos
Vale do Paraíba (RJ/MG)	dez/1948	250 mortes, destruição de centenas de casas
Santos, SP (Mont Serrat)	1956	43 mortes, destruição de 100 casas
Rio de Janeiro, RJ	jan/1966	100 mortes
Serra das Araras, RJ	jan/1967	1200 mortes, destruição de dezenas de casas, rodovias avariadas, destruição de uma usina hidrelétrica
Caraguatatuba, SP	mar/1967	120 mortes, destruição de 400 casas
Salvador, BA	abr/1971	104 mortes, milhares de desabrigados
Campos de Jordão, SP	ago/1972	mais de 10 mortes, destruição de 60 moradias
Maranguape, CE	abr/1974	12 mortes, destruição de dezenas de casas
Lavrinhas, SP	dez/1988	11 mortes, destruição de casas e pontes
Cubatão, SP	jan/1988	10 mortes
Petrópolis, RJ	fev/1988	171 mortes, 1100 moradias interditadas, 5000 desabrigados
Rio de Janeiro, RJ	fev/1988	mais de 30 mortes, destruição de dezenas de moradias
Salvador, BA	jun/1989	cerca de 100 mortes, destruição de dezenas de moradias
São Paulo, SP	out/1989	14 mortes
Recife, PE	jul/1990	cerca de 10 mortes
Blumenau, SC	out/1990	cerca de 10 mortes, destruição de várias moradias, pontes e vias
São Paulo, SP	out/1990	cerca de 10 mortes
Belo Horizonte, MG	jan/fev/1992	mais de 10 mortes
Contagem, MG	mar/1992	36 mortes, destruição de dezenas de moradias, centenas de desabrigados
Salvador, BA	mar/1992	11 mortes

I.2. LOCALIZAÇÃO

A área de estudo está situada entre as coordenadas geográficas:

23°51'a 23°57' de latitude Sul e 46°26'a 46°35' de longitude Oeste de Greenwich, abrangendo aproximadamente 125 km², conforme apresentado na **Figura I.2.1.a**.

A sua localização e a base topográfica utilizada, estão indicadas na **Figura I.2.1.b**.

Abrange um trecho da Serra do Mar, conhecido como Serra de Cubatão, no qual estão situadas as mais importantes ligações viárias entre a Grande São Paulo e a Baixada Santista, ou seja: Via Anchieta, Rodovia dos Imigrantes, Caminho do Mar e ferrovia da ex-FEPASA.

Essas ligações permitem acesso ao porto de Santos e ao complexo siderúrgico e petroquímico de Cubatões e Piaçaguera, sendo vitais para a economia paulista e do País. Além disso, atendem ao intenso tráfego existente entre a Grande São Paulo e as cidades litorâneas de Santos, São Vicente, Guarujá, Bertioga, Praia Grande, Itanhaém, etc, polos turísticos muito procurados, especialmente nos finais de semana e períodos de férias escolares.

De imediato podemos distinguir 3 feições de relevo distinto, de noroeste para sudeste: Planalto Paulistano, Serra de Cubatão, Planície Costeira.

O rio Cubatão se destaca, atravessando a área de sudoeste para nordeste, acompanhando a direção geral das escarpas da Serra de Cubatão.

São Paulo	Mauá	Mogi das Cruzes
Riacho Grande	Santos	Bertioga

Folhas Santos, Riacho Grande
1:50000 IBGE 1984

ARTICULAÇÃO

Figura I.2.1.b. Localização da área e base topográfica

I.3. VISÃO GERAL DA ÁREA

Podemos ter uma visão geral da área, na **Imagem I.3.1.**, que é uma composição RGB das bandas TM 3, 4 e 5 do satélite Landsat 5, processada no Laboratório de Informática-Geológica do IG/USP.

A imagem contém a área da pesquisa, acrescida de uma faixa lateral de aproximadamente 4 km de largura, no lado leste.

Os aspectos comentados para a figura I.2.1.a., ficam neste caso muito mais visíveis. Em especial a diferenciação do relevo pode ser feita com grande facilidade, sendo nítida a linha da escarpa e também o limite da planície costeira.

O rio Cubatão, aparece como um risco preto atravessando a imagem diagonalmente segundo a direção NE, acompanhando aproximadamente a linha da escarpa serrana. Segundo esta mesma direção se alinham as cristas da vertente direita, onde se localiza a ferrovia da ex-FEPASA. Na base desta vertente, um alinhamento indelevel marca o Falhamento do Cubatão.

Na porção do planalto são bem visíveis as rodovias: Anchieta, Interligação Anchieta-Imigrantes e parte do Caminho do Mar. Na planície (conhecida localmente como Baixada Santista), distinguimos as rodovias Anchieta, Imigrantes e Pedro Taques. Na porção serrana, as rodovias aparecem como linhas azuladas finas e pouco distintas.

As áreas industriais da PETROBRAS (Refinaria Presidente Bernardes) e a maior parte da área da COSIPA, aparecem no quadrante NE, bem como a área urbana de Cubatão. Áreas urbanizadas de São Vicente aparecem mais ao sul.

São também visíveis os terraplenos executados na porção sul da imagem, para efeito industrial e de loteamento urbano, os quais evoluíram bastante nestes últimos anos.

Muitos outros detalhes que podem ser observados na imagem, relativos à geomorfologia, drenagem em geral e alinhamentos estruturais, serão melhor comentados nos capítulos seguintes.

Imagem I.3.1. Visão geral da área (Landsat 5, 1988)

I.4. METODOLOGIA - FONTES DE INFORMAÇÃO

A metodologia utilizada, levando em conta os objetivos do trabalho, foi lastreada na pesquisa bibliográfica e conhecimento de campo do autor, evitando sempre que possível incorrer em dispersão de dados ou informações não diretamente correlacionáveis ao tema ou à área de estudos.

Inicialmente foi pesquisada a documentação bibliográfica e cartográfica disponível, tanto no sentido de conhecer o "arcabouço geológico-estrutural" regional, como os mapas-base para a área da pesquisa, onde pudessem ser lançados os dados geológicos, geomorfológicos e estruturais.

A base topográfica utilizada, foram as folhas de Santos e Riacho Grande, do IBGE, 1984, na escala 1:50000.

O mapa geológico está totalmente baseado em SADOWSKI (1974, 1993), com mudanças na terminologia sugeridas pelo mesmo autor.

O mapa sofreu adaptação da escala, sendo que os levantamentos de campo permitiram ajustar os limites dos tálus e aluviões bem como determinar atitudes estruturais em pontos escolhidos.

O mapa geomorfológico foi elaborado utilizando a base cartográfica já citada, a partir de fotointerpretação em escritório. Foram usadas as fotografias aéreas executadas pela BASE, 1994, na escala 1:25000, cobrindo toda a área.

Tivemos acesso também a algumas fotos da USAF, 1965, na escala 1:20000, estas de melhor qualidade, embora mais antigas, disponíveis apenas para parte da área e naturalmente superadas em termos de ocupação e uso do solo.

O mapa de fotolineamentos, na escala aproximada 1:40000, foi elaborado a partir das fotos aéreas mencionadas, com ajustes por imagens do satélite Landsat 5, dos anos 1988 e 1994.

Dados estruturais relativos à tectônica rúptil foram coletados localmente, no sentido de caracterizar as direções principais de juntas e falhas.

A riqueza de dados existentes e conhecidos do autor, simplificou de certa forma a tarefa de campo, dificultada pela falta de segurança em vários pontos da área, atualmente frequentados por elementos desocupados e potencialmente perigosos.

I.5. ESTUDOS GEOLÓGICOS ANTERIORES

Diversos autores, em diferentes épocas, desde o século passado, realizaram estudos de interesse técnico e científico específico para a área, abordando aspectos da Geologia, Geomorfologia, Tectônica, etc, trabalhando tanto para universidades como para outras instituições oficiais e privadas.

Além disso, devemos lembrar a realização de vários estudos de Geologia Aplicada, efetuados por geólogos e outros profissionais que trabalharam em projetos e obras ligados a empresas estatais e particulares.

Dentre todos esses trabalhos, podemos listar alguns, por ordem cronológica:

ANDRADA (1820) - os irmãos Andrada, realizaram trabalho pioneiro em sua "Viagem Mineralógica na Província de São Paulo", descrevendo as litologias de Santos e da subida da serra;

DERBI (1857), em trabalho também com características de pioneirismo, efetuou caminhamento e descrição da geologia ao longo da Estrada de Ferro Sorocabana;

DE MARTONNE (1935), comparou a Serra de Cubatão com um fenômeno ocorrido no sul do Maciço Central Francês – "O Espinouze". Suas considerações sobre a formação e evolução do relevo na Serra do Mar, não tiveram respaldo posterior;

KNECHT (1936, 1964), inicialmente elaborou seções geológicas entre Mairinque e Santos e posteriormente (1964, em Geologia do Estado de São Paulo), com dados complementares, procurou delinear a geologia da área;

MORAES REGO (1940), estudando a Geologia do Estado de São Paulo, interpretou o vale do Cubatão como um sinclinal contendo rochas do Grupo São Roque;

RODRIGUES e NOGAMI (1951), elaboraram seção geológica ao longo da Via Anchieta e estudaram escorregamento ocorrido na cota 95;

- GUIMARÃES (1952), registrou diversas ocorrências minerais na região, dentre as quais mármore e calcários magnesianos na Via Anchieta e no sopé da serra;
- ALMEIDA (1953, 1964), realizou o primeiro estudo específico sobre falhamento nas áreas dos rios Cubatão e Mogi, sugerindo uma origem de falha para a Serra do Mar, seguida de erosão regressiva da escarpa. Posteriormente, descreveu os fundamentos geológicos do relevo Paulista, sintetizando os conhecimentos sobre a faixa costeira;
- AB' SABER (1955), baseado em indícios geomorfológicos, analisou a influência dos falhamentos na modelagem da escarpa serrana, a partir do Cretáceo;
- MACHADO FILHO (1969, 1984, 1994), executou perfis geofísicos preliminares na Serra de Cubatão, relatou situações de risco de populações nas encostas da Via Anchieta e estudou escorregamentos no Caminho do Mar;
- SUGUIO e KUTNER (1969), estudaram os sedimentos do Rio Cubatão, detalhando suas características e realizando análises estatísticas;
- COUTINHO (1972), realizou estudos petrográficos do falhamento do Cubatão, tentando estabelecer sua correlação regional;
- PAIVA e PONÇANO (1972), visando projeto de barragem, estudaram a geomorfologia do vale do Cubatão;
- CRUZ (1975, 1990), realizou estudos geomorfológicos sobre a evolução de vertentes em escarpas da Serra do Mar;
- MACHADO FILHO e HESSING (1976), descreveram estudos geológicos realizados para a implantação da Rodovia dos Imigrantes;
- SADOWSKI (1974, 1977, 1993), elaborou mapa geológico e analisou a tectônica da Serra do Cubatão. Elaborou diversos estudos sobre a região, incluindo a reativação tectônica e a megafalha do Cubatão;

SADOWSKI e MOTIDOME (1987), descreveram os principais falhamentos brasileiros e suas características, incluindo a Falha de Cubatão;

TATIZANA, OGURA, CERRI e ROCHA (1987), analisaram a correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, elaborando curva representativa das condições-limite dos escorregamentos;

WOLLE (1986, 1988), estudou os escorregamentos translacionais na Serra do Mar, analisando a influência da poluição ambiental e elaborando curva mostrando a variação do fator de segurança com o desmatamento;

RODRIGUES (1992), descreveu aspectos geotécnicos de massas coluviais existentes na Serra de Cubatão.

CAPÍTULO II

ARCABOUÇO GEOLÓGICO-TECTÔNICO REGIONAL

II.1. GERAL

A área da pesquisa se insere no contexto do "Sistema Rift do Este Brasileiro", estudado por CHANG et al (1992), o qual foi denominado pela sigla EBRIS ("The East Brazilian Rift System"). O termo rift, simplificado de "rift valleys" (GREGORY, 1894), designa os arqueamentos da crosta onde a zona central sofreu abatimento, formando vales de subsidência de paredes paralelas, alongadas e íngremes.

O EBRIS constitui na verdade, o segmento setentrional do "Sistema Rift do Atlântico Sul", estudado anteriormente por ALMEIDA (1976) e depois por RICCOMINI (1989), o qual se formou durante a era Mesozóica, separando a América do Sul e África. Esses dois grandes blocos faziam parte originalmente do supercontinente do Gondwana, que na era Paleozóica englobava também Índia, Austrália e Antártida.

O EBRIS teria seu desenvolvimento com a expansão da litosfera no período Jurássico/Início do Cretáceo, conforme concordam vários autores como ESTRELLA (1972), HASUI (1978) e ASMUS (1978, 1982).

A separação dos blocos da América do Sul e África, provocou a formação de dois tipos de margens continentais bastante diferentes na borda brasileira:

- A margem equatorial norte, resultante de deslocamentos de caráter transcorrente entre os blocos continentais, com o desenvolvimento de bacias onde predominam deformações cisalhantes complexas;
- A margem este, formada a partir do desenvolvimento do sistema EBRIS e resultante de deslocamentos crustais de caráter extensivo.

Ao longo desta margem este brasileira, desenvolveram-se 6 bacias continentais principais:

Pelotas, Santos, Campos, Espírito Santo, Bahia Sul e Sergipe-Alagoas.

Considera-se também integrante do sistema EBRIS, os grabens intracontinentais do Recôncavo, Tucano e Jatobá.

Pesquisas elaboradas por vários autores e compiladas por CHANG et al (1992), mostram que na região sudeste, existe uma tendência geral dos grabens e horsts que formam o sistema de rifts, a se alinharem segundo a direção NE e NNE,

aproximadamente sub-paralelos aos lineamentos principais do embasamento, conforme apresentado na **Figura II.1.1**.

Nota-se na figura, que existe certa discrepância entre os dados obtidos no continente em imagens de radar e os interpretados a partir de levantamentos geofísicos nas bacias.

Observa-se ainda que na porção costeira continental em frente à bacia de Santos, na qual temos maior interesse, as direções principais de lineamentos estão entre N 55° - 60° E, havendo um conjunto subsidiário entre N 45° - 55° W.

O embasamento costeiro brasileiro, mostra indícios de evolução desde o Arqueano, tendo sido afetado por três grandes eventos tectônico-magmáticos precambrianos:

- O mais antigo, denominado Jequié, ocorreu no Arqueano (2700 - 2600 Ma);
- O intermediário, denominado Tranzamazônico, no início do Proterozóico (2200 - 1800 Ma);
- O último, denominado Brasiliano, teve lugar no final do Proterozóico, extendendo-se até o início do Paleozóico (700 - 500 Ma).

No último desses grandes eventos, também conhecido como Ciclo Brasiliano, a placa brasileira foi totalmente reestruturada, mantendo-se desde então basicamente estável, até ocorrer a separação do supercontinente Gondwana, na era Mesozóica, quando houve o desenvolvimento do Sistema Rift do Atlântico Sul, conforme já mencionado.

No escudo Atlântico, ao longo da margem oriental brasileira (ALMEIDA et al, 1977), podem ser distinguidas 3 grandes províncias precambrianas, (CORDANI et al, 1984; SCHOBENHAUSS et al, 1984). **Figura II.1.2**.

- Ribeira;
- Atlântico;
- Sergipana.

Dentre essas províncias, tem maior interesse para este trabalho a do Ribeira, também chamada Mantiqueira por ALMEIDA e HASSUI (1985).

Figura II.1.1. Lineamentos ao longo da margem este brasileira (Chang et al, 1992).

Os lineamentos do embasamento continental estão baseados em imagens aéreas de radar. Os lineamentos das bacias costeiras foram compilados a partir de mapas basais sísmico-estruturais, exceto para a Bacia de Santos onde se basearam em levantamentos aero-magnéticos, podendo neste caso refletir mais o magnetismo mineral do embasamento do que as estruturas de rift da bacia.

Figura II.1.2. Províncias do embasamento do escudo precambriano brasileiro (Cordani et al, 1984)

II.2. ZONA DO FALHAMENTO DE CUBATÃO

A Província Ribeira, na qual temos maior interesse por englobar a área da pesquisa é caracterizada por rochas extremamente afetadas pelo metamorfismo e deformação brasileiros, recortadas por intenso cisalhamento transcorrente associado aos estágios de convergência de blocos continentais, no final do Proterozóico e início do Paleozóico.

Na área em questão, gerou-se um sistema de falhamentos designado “Sistema de Megafalhas de Cubatão-Alem Paraiba” (SADOWSKI e MOTIDOME, 1987; SADOWSKI, 1991), ou “Sistema de Cisalhamento do Sudeste” (ENDO e MACHADO, 1993).

O Sistema de Megafalhas Cubatão (**Figura II.2.1**), engloba extensas zonas de cisalhamento subparalelas com direções variando de N50°E a N70°E.

Esse sistema se estende desde o Oceano Atlântico até a borda S-SE do Estado de Minas Gerais, por cerca de 300 km de largura, se considerarmos englobadas as cunhas de empurrão Socorro-Guaxupé, ou, por 150 km de largura, se considerarmos apenas sua extensão até o Falhamento de Jandiuvira, na borda da cunha de Socorro.

O sistema se mantém ativo desde o Proterozóico Superior, uma vez que existem indícios de rochas ígneas afetadas desde esse período até o Mesozóico, além de várias reativações posteriores afetando sedimentos Cenozóicos (SADOWSKI, 1977; 1991; RICCOMINI, 1989).

Conforme pode se observar na figura, o Sistema Cubatão apresenta uma zona central de falhamento principal, constituída pelo alinhamento de três segmentos de falhas: Lancinha-Itapeúna, Cubatão e Além Paraiba. O comprimento visível no embasamento exposto é de 800 km, admitindo-se que se estenda também sob a Bacia do Paraná por mais 1300 km, totalizando portanto mais de 2000 km (ZALAN, et al 1987).

Figura II.2.1. Sistema de Megafalhas Cubatão (Sadowski, 1991)

O segmento Cubatão desse sistema, na área da pesquisa, encontra-se associado a uma faixa de metassedimentos de baixo grau, separando as rochas de alto e médio grau de metamorfismo dominantes no Complexo Costeiro, das consideradas de médio grau de metamorfismo do Bloco Juquitiba (HASUI, 1973, 1984; HASUI e SADOWSKI, 1976).

O falhamento foi considerado basicamente transcorrente dextral (EGYDIO DA SILVA et al, 1982), sendo que nas cercanias de Santos apresenta além das transcorrências, feições de acavalamento (SADOWSKI, 1974, 1991).

Esses autores, associaram a cinemática da Falha de Cubatão a um sistema de juntas e falhas menores, conforme ilustrado na **Figura II.2.2.**

Figura II.2.2. Sistemas de juntas associadas às grandes transcorrências (Egydio da Silva, 1982)

CAPÍTULO III

GEOLOGIA DA ÁREA

III.1. ESTRATIGRAFIA.

III.1.1. Litologia

A área é constituída predominantemente de rochas metamórficas dos Complexos Embu e Costeiro do Proterozóico Superior (HASUI e OLIVEIRA, 1984).

O mapa geológico da área é apresentado na **Figura III.1.1.1.**

A situação da área e a articulação das folhas IBGE são mostradas na **Figura III.1.1.2.a.**

A seção geológica A-A', indicada no mapa geológico é mostrada na **Figura III.1.1.2.b.**

O grau de metamorfismo dessas rochas é variável, desde as de alto grau situadas no Complexo Costeiro a SE, até as consideradas de médio grau do Bloco Juquitiba a NW. Separando-as, nítidamente, está o alinhamento da Falha de Cubatão, associada a metassedimentos de baixo grau.

Podemos estabelecer a seguinte distribuição, numa ordem cronológica começando pela mais antiga:

- Rochas do Complexo Costeiro, conforme terminologia usada por HASUI e SADOWSKI, 1976 e HASUI (1984), aflorantes a sudeste da Falha do Cubatão:
 - Gnaisses bandados com hornblenda, biotita, plagioclásios e quartzo;
 - Granito-gnaisses com porfiróides de microclina
 - Milonito-gnaisses.
 -
- Rochas Associadas ao Falhamento do Cubatão:
 - Quartzitos sacaróides;
 - Granada-clorita-biotita-xistos, mármore e filonitos cataclados, com faixas milonitizadas nos contactos.

- Rochas do Bloco Juquitiba, aflorantes a noroeste da Falha do Cubatão:
 - Calco-silicatadas;
 - Granada-silimanita-micaxistos, cloritizados e migmatizados;
 - Muscovita-biotita-xistos e quartzo-xistos, alternados com silimanita, localmente migmatizados;
 - Granito-gnaisses granatíferos;
 - Milonito-gnaisses bandados, com intercalações quartzíticas e calco-silicatadas.

Figura III.1.1.1. Mapa Geológico
(baseado em Sadowski, 1974, 1992)

São Paulo	Mauá	Mogi das Cruzes
Riacho Grande	Santos	Bertioga

Folhas Santos, Riacho Grande
1:50000 IBGE 1984

ARTICULAÇÃO

Figura III.1.1.2.a. Situação da área e articulação das folhas IBGE

Figura III.1.1.2.b. Seção Geológica A-A'

As relações espaciais da faixa de metassedimentos do vale do Cubatão com as rochas do Bloco Juquitiba, podem ser observadas com mais detalhes na seção geológica B-B', executada no quadrante NE da área, junto ao aqueduto da Usina Henry Borden (**Figura III.1.1.3.**).

As rochas existentes na área, apresentam-se em diferentes estágios de alteração, que variam com a litologia. Entretanto, de maneira geral são mais intensos junto ao Planalto Paulistano e vão decrescendo à medida que se desce em cota. Abaixo da cota 350m, os afloramentos de rocha são tornam-se sistemáticos nos talwegues.

Sabe-se que na região do planalto essa alteração atinge mais de uma centena de metros de profundidade, de acordo com levantamentos geofísicos (GEOTÉCNICA, 1968).

Dois corpos granitóides se destacam na parte sul, alinhados com outros corpos semelhantes aflorantes fora da área, segundo uma direção geral NE.

Constituem "stocks" circunscritos, ao que tudo indica pós-tectônicos, de idade Cambriano-Precambriano Superior.

A intrusão desses granitóides parece estar estreitamente relacionada com o Falhamento de Cubatão, o qual teria criado uma faixa de maior permeabilidade da crosta, possibilitando a subida do magma (SADOWSKI, 1974).

Vários corpos de tálus ocorrem na faixa central da área, acompanhando a linha geral da escarpa serrana, a maioria situada na vertente esquerda do Rio Cubatão. Os corpos maiores se encontram nas cotas mais baixas se estendendo até o vale, enquanto outros corpos menores localizados em cotas mais altas, ocupam depressões locais do embasamento.

Os tálus são formações geológicas acumulativas, recentes e instáveis, de idade Quaternária, com uma composição heterogênea e representativa das diversas litologias aflorantes na serra, nas cotas superiores.

São compostos por fragmentos rochosos angulosos a semi-arredondados, com dimensões variando de centimétricos a decimétricos, por vezes com blocos atingindo 1,5m a 2,0m de diâmetro. Esses fragmentos estão imersos numa matriz mais fina, areno-silto-argilosa. A proporção dos componentes é muito variável, dependendo do corpo de tálus, havendo também variações locais num mesmo corpo (MACHADO FILHO, 1976, 1984).

Ao longo da faixa serrana, recobrimdo as rochas precambrianas, ocorrem sedimentos holocênicos delgados (solos coluviais), não representados no mapa geológico, os quais sustentam a vegetação das encostas (RODRIGUES, 1992).

Esses solos são areno-silte-argilosos ou silte-argilosos, com coloração variando do marrom médio ao marrom-acinzentado e possuem espessura geralmente inferior a 1,5m. Ocorrem ao longo de toda a faixa, ocupando os espigões até "meia-encosta" e desaparecendo junto aos talvegues.

Esses solos coluviais possuem grande importância no que se refere à estabilidade superficial das encostas, conforme será comentado no Capítulo IV.

No vale do rio Cubatão, ocorrem aluviões holocênicos continentais. São sedimentos grosseiros, formados por seixos e matacões que representam bem as litologias da região. Seus diâmetros variam de centimétricos até 2,0m, entremeados por areias grosseiras. (SUGUIO, 1969).

Tratando-se de um rio caudaloso, as frações mais finas (silte e argila) não se mantem, pois são carregadas em suspensão.

Na porção SE da área, já na planície costeira, se fazem presentes os sedimentos quaternários marinhos, representados por sucessões de areias claras e argilas escuras orgânicas, com espessuras variáveis, mas de modo geral crescente em direção ao mar.

III.1.2. Relações de Contacto.

Conforme pode ser observado no mapa geológico, os contactos entre as várias litologias da área, são bastante lineares e sub-paralelos, acompanhando a direção geral do Falhamento de Cubatão, em torno de N 55° E.

A zona do Falhamento de Cubatão, conforme já citado anteriormente, está preenchida por metassedimentos de baixo grau e separa nítidamente as rochas do Complexo Costeiro das do Bloco Juquitiba.

Os contactos dos metassedimentos costumam ser bem determinados, o mesmo não acontecendo com todas as litologias ao norte e ao sul da Falha, onde podem apresentar aspecto aparentemente gradacional devido terem sido afetadas por intenso cisalhamento dúctil.

Quanto às intercalações de quartzito e calco-silicatadas, formam lentes ou faixas bem alinhadas dentro das outras rochas, apresentando contactos geralmente bruscos e bem determinados.

Os dois corpos granitóides que aparecem no sul da área, possuem contactos fechados, cortando discordantemente os contactos lineares do Complexo Costeiro.

A intrusão desses granitos parece estar estreitamente relacionada com o falhamento do Cubatão. De fato, esses corpos, tanto na área como fora dela, formam manchas isoladas que se dispõem paralelamente à direção da falha.

No vale do Cubatão, os aluviões holocênicos tem seus limites muito bem determinados, a não ser em seus contactos com os talus, onde existem áreas de interpenetração.

Os sedimentos marinhos tiveram seus contactos delineados com base na topografia, sendo visíveis em fotos aéreas.

Na verdade, pode ocorrer nesses limites uma transição a partir de sedimentos continentais não representados no mapa (solos coluviais), ou mesmo sedimentos aluviais.

III.2. ESTRUTURAS.

III.2.1. Estruturas Dúcteis.

Algumas estruturas primárias do tipo bandamentos e acamamentos residuais podem ser encontradas preservadas em rochas da região.

Entretanto, as estruturas mais frequentes e importantes são as tectônicas secundárias, dúcteis ou rúpteis.

Dentre as estruturas dúcteis, se destacam as penetrativas, foliações e lineações, visíveis em afloramentos e também em escalas menores, até a microscópica. Ocorrem também estruturas de menor abrangência espacial como dobras e "boudins", estes últimos representando feições de transição dúctil-rúptil.

Fotografias III.2.1.1. e III.2.1.2.

Existem várias gerações de foliações afetando as rochas da área pesquisada, sendo que a mais proeminente corresponde à foliação de transposição ondulada, em amplos anticlinórios e sinclinórios, ao longo de eixos de dobramento N 50° – 60° E (SADOWSKI, 1977). Essa foliação de transposição ondulada é intensificada próximo às zonas de falha, confundindo-se com a própria foliação milonítica, na região de maior deformação das faixas miloníticas do Cubatão. Ela constitui planos que condicionam menor resistência mecânica das rochas. Nesses planos, por vezes pode-se observar o estiramento e achatamento de "boudins", tanto em pegmatitos como em camadas de rochas calco-silicatadas.

As foliações anteriores à transposição, indicam a existência de fases de dobramentos anteriores, encontrando-se frequentemente onduladas e se entrecortando.

Não há para o presente trabalho, interesse em aprofundamento desses aspectos.

Foram mencionadas 3 fases de deformações penetrativas no Bloco Juquitiba (HASUI e SADOWSKI, 1976), além da existência de núcleos precambrianos ainda mais intensamente deformados dentro das rochas do Complexo Embu, nas proximidades das escarpas da Serra do Mar.

Nas rochas do Complexo Costeiro, são mencionadas evidências de 2 fases de dobramentos penetrativos, nas rochas supostamente brasileiras (SADOWSKI e MOTIDOME, 1987), não entrando os autores em detalhes quanto à deformação de núcleos granulíticos fora da área da pesquisa.

Fotografia III.2.1.1. Dobra em zona de cisalhamento dúctil

Fotografia III.2.1.2 Boudins em zona de cisalhamento dúctil-rúptil

III.2.2. Estruturas Rúpteis - Fotolineamentos

As estruturas rúpteis são claramente determinantes das drenagens superficiais (e sem dúvida também da subterrânea como discutiremos mais adiante), em toda a área, se distribuindo segundo um padrão ditado pelos grandes falhamentos que afetaram a região, condicionadas em parte pelas anisotropias e sistemas de juntas menores resultantes de deformações Neoproterozóicas.

A estabilidade dos blocos está intimamente ligada às estruturas rúpteis, daí a importância de estudar a sua distribuição na área.

Realizamos um estudo dos fotolineamentos, cujo mapa esquemático é apresentado na **Figura III.2.2.1.** e permite uma visão dos padrões dessas estruturas observadas no plano horizontal.

Os fotolineamentos foram obtidos por observação estereoscópica em fotografias aéreas nas escalas 1:25000 (BASE, 1994) E 1:20000 (USAF, 1965), complementada por consulta a imagens do LANDSAT 5 (1988, 1995).

Os fotolineamentos foram estudados através de diagramas de distribuição de frequências do tipo rosáceas, com intervalos angulares de 10°, utilizando-se o programa "Rockware, v. 2.0", tentando-se estabelecer áreas diferenciadas em relação aos padrões de distribuição.

Foram feitas inúmeras tentativas de separação de áreas, após o que optamos por 4 áreas que se mostraram aparentemente mais interessantes e cujas rosáceas são apresentadas nas figuras a seguir:

Área do Planalto: **Figura III.2.2.2.**

Área da Serra e Vale do Cubatão: **Figura III.2.2.3.**

Área A, na parte SW: **Figura III.2.2.4.**

Área B, na parte NE: **Figura III.2.2.5.**

Figura III.2.2.1. Mapa esquemático da área com fotolineamentos

α° (azimute)	Nº (frequência)
01 – 10	10
11 – 20	4
21 – 30	3
31 – 40	3
41 – 50	14
51 – 60	31
61 – 70	23
71 – 80	21
81 – 90	6
91 – 100	7
101 – 110	10
111 – 120	10
121 – 130	18
131 – 140	22
141 – 150	31
151 – 160	12
161 – 170	9
171 – 180	4
Total	238

Frequências de lineamentos

Área do Planalto

Figura III.2.2.2. Diagrama de frequências em rosácea. Área do Planalto

α° (azimute)	N ^o (frequência)
01 - 10	7
11 - 20	0
21 - 30	2
31 - 40	6
41 - 50	14
51 - 60	28
61 - 70	6
71 - 80	1
81 - 90	0
91 - 100	4
101 - 110	7
111 - 120	10
121 - 130	7
131 - 140	22
141 - 150	20
151 - 160	7
161 - 170	6
171 - 180	6
Total	153

Frequências de lineamentos
Área da Serra e Vale do Cubatão

Figura III.2.2.3. Diagrama de frequências em rosácea. Área da Serra e Vale do Cubatão

α° (azimute)	N ^o (frequência)
01 - 10	8
11 - 20	0
21 - 30	2
31 - 40	4
41 - 50	21
51 - 60	44
61 - 70	14
71 - 80	9
81 - 90	2
91 - 100	4
101 - 110	12
111 - 120	11
121 - 130	14
131 - 140	10
141 - 150	22
151 - 160	10
161 - 170	6
171 - 180	4
Total	197

Frequências de lineamentos

Área A

Figura III.2.2.4. Diagrama de frequências em rosácea. Área A

α° (azimute)	N ^o (frequência)
01 - 10	8
11 - 20	3
21 - 30	4
31 - 40	3
41 - 50	8
51 - 60	15
61 - 70	11
71 - 80	10
81 - 90	3
91 - 100	4
101 - 110	8
111 - 120	5
121 - 130	9
131 - 140	30
141 - 150	30
151 - 160	10
161 - 170	9
171 - 180	5
Total	175

Frequências de lineamentos

Área B

Figura III.2.2.5. Diagrama de frequências em rosácea. Área B

Uma análise dos diagramas de frequências apresentados, permite concluir:

Área do Planalto: apresenta duas direções principais, igualmente destacadas, segundo N 50°-60° e N 140°-150°.

Área da Serra e Vale do Cubatão: apresenta uma direção principal N 50°-60° e uma direção secundária N 130°-150°.

Essas duas áreas mostram padrões de lineamentos aparentemente bem diferentes quando observadas no mapa.

Entretanto, essa diferença está ligada principalmente aos comprimentos, pois quando analisamos as direções dos lineamentos através dos diagramas de rosáceas, observamos que tem distribuição semelhante para ambas as áreas, prevalecendo a direção N 50°-60°.

Quanto à direção N 140°-150°, que também é proeminente no Planalto, torna-se secundária, segundo N 130°-150°, na Serra e Vale.

Área A (na parte SW): apresenta uma direção principal bem destacada em N 50°-60° e uma direção secundária em N 140°-150°.

Área B (na parte NE): apresenta uma direção principal bem destacada em N 130°-150° e uma direção secundária em N 50°-60°.

As áreas A e B, apresentam certa diferença visual, quando observadas no mapa, uma vez que na primeira os fotolineamentos são mais extensos segundo NE-SW e na segunda segundo NW-SE.

Quando analisados através dos diagramas de rosáceas, verificamos que basicamente as mesmas direções se destacam nos dois casos, entretanto essa diferença fica manifestada na inversão entre as direções principal e secundária nas áreas A e B.

A direção N 50°-60° proeminente nas 4 áreas mencionadas, corresponde à direção da foliação de transposição ondulada, conforme citado em III.2.1., a qual se mostra intensificada próxima às zonas de falhas.

Essa mesma direção, corresponde também à direção das grandes falhas transcorrentes regionais, conforme descrito por EGYDIO DA SILVA et al (1982).

É o caso da Falha de Cubatão, que na área da pesquisa apresenta também, localmente, características de acavamento.

III.2.3. Estruturas Rúpteis - Juntas

Foram realizados levantamentos de campo, considerando os planos de juntas de 5 locais representativos das áreas chamadas A e B. Nesses locais, a existência de afloramentos rochosos permitiu uma segura medição das atitudes estruturais dos planos.

Foi utilizada no levantamento de campo uma bússola tipo Clar, previamente declinada (declinação 19° W), o que facilitou bastante o trabalho pois, como se sabe, com esse tipo de bússola basta uma única medida para cada plano, obtendo-se diretamente o ângulo de mergulho e o rumo do mergulho.

Os dados na notação Clar, foram posteriormente tratados diretamente em computador, através do "Programa Quickplot, versão 1990".

Os estereogramas obtidos com o uso do programa mostram os polos dos planos das juntas segundo uma distribuição gaussiana, com indicação de curvas de contorno (isolinhas), representando as porcentagem de pontos plotados, por unidade percentual de área do estereograma.

A distribuição dos nódulos de contagem utilizados pelo programa é baseada na rede de Kalsbeek modificada. Foi escolhida a opção "high density", com contagem automática, a qual considera 1261 nódulos para os círculos de contagem. As curvas de contorno traçadas, tem sempre a de 1% como a de valor mais baixo e obviamente, a porcentagem máxima encontrada, como o valor mais alto, sendo os intervalos das isolinhas iguais em cada estereograma.

Os estereogramas tem como referência o diagrama de "Schmidt-Lambert", com projeção no hemisfério inferior.

Foram estudados 2 locais na Área A e 3 na Área B, cujas localizações estão indicadas na **Figura III.2.2.1.**, já apresentada anteriormente.

Os locais estudados e as famílias de juntas encontradas são sumariamente descritos a seguir:

- Ponto A1

Localizado junto à estrada de serviço da Rodovia dos Imigrantes, à montante do vale conhecido como VA-10 (viaduto ascendente nº.10). Foram levantados 92 planos de juntas que resultaram no estereograma da **Figura III.2.3.1.**

A **Fotografia III.2.3.1.**, dá uma visão restrita do local do levantamento, junto à borda da estrada.

Famílias principais (Isolinhas de 5%):

Família 1. N 45° / ∂ = 86° NW

Família 2. N 68° / ∂ = 28° SE

Família secundária (Isolinha de 4%):

Família 3. N 146° / ∂ = 87° NE

Observações:

- a.) A foliação média medida no local é N 50° / ∂ = 85° NW.
- b.) Para a família 1, foi considerado um valor interpolado no estereograma.
- c.) A família 1, assim considerada, virtualmente coincide com a foliação. De qualquer forma, nesse e em outros estereogramas, fica clara a influência da foliação na formação das discontinuidades.
- d.) Prevalecem no local as juntas verticalizadas e de mergulhos muito fortes para todos os quadrantes, mas predominantemente para NW.
- e.) A família 2, entretanto, se diferencia dessa tendência e tem mergulho mais baixo, para SE.

- Ponto A2

Localizado junto à estrada de serviço da Rodovia dos Imigrantes, a montante do emboque lado Santos do TA-9 (túnel ascendente no.9). Foram medidos 66 planos de juntas que resultaram no estereograma da **Figura III.2.3.2.**

A **Fotografia III.2.3.2.** é uma vista do afloramento, junto à borda da estrada.

Família principal (Isolinha de 12%):

Família 1. N 45° / ∂ = 76° NW

Famílias secundárias (Isolinhas de 3%):

Família 2. N 20° / ∂ = 36° SE

Família 3. N 125° / ∂ = 84° NE

Família 4. N 135° / ∂ = 50° NE

Observações:

a.) A foliação média medida no local é N 75° / ∂ = 72° NW.

b.) A família 1 se destaca nitidamente sobre as demais

c.) Para a família 3, foi considerado um valor interpolado no estereograma.

- Ponto B1.

Localizado na Rodovia de Interligação-Anchieta-Imigrantes, a 250m da Alça da Via Anchieta. Foram levantados 81 planos de juntas, conforme apresentado na **Figura III.2.3.3.**

A **Fotografia III.2.3.3.** mostra parte do afloramento rochoso no trecho central entre as duas pistas da rodovia.

Família principal (Isolinha de 12%):

Família 1. N 132° / ∂ = 86° NE

Famílias secundárias (Isolinhas de 6%):

Família 2. N 85° / ∂ = 41° SE

Família 3. N 155° / ∂ = 57° NE

Família secundária (Isolinha de 3%)

Família 4. N 16° / ∂ = 50° NW

Observações:

a.) A foliação média medida no local é N 20° / ∂ = 50° NW

b.) A família 1, se destaca sobre as demais

c.) A família 4, praticamente coincide com a foliação.

- Ponto B2

Localizado em corte rochoso da Rodovia dos Imigrantes, no trecho entre o rio Cubatão e a Rodovia Pedro Taques. O local bastante favorável, permitiu o levantamento de 154 planos de juntas que resultaram no estereograma da **Figura III.2.3.4.**

Na **Fotografia III.2.3.4.**, temos uma vista parcial do corte em final de execução para a construção da pista descendente (Pista W).

Famílias principais (Isolinhas de 6%):

Família 1. N 50° / ∂ = 75° NW

Família 2. N 115° / ∂ = 82° SW

Famílias secundárias (Isolinhas de 4%):

Família 3. N 22° / ∂ = 36° SE

Família 4. N 85° / ∂ = 37° SE

Observações:

- a.) A foliação média medida no local é N 50° / ∂ = 80° NW
- b.) A família 1. está claramente condicionada pela foliação da rocha
- c.) Para a família 2, foi considerada uma posição interpolada, entre dois contornos máximos muito próximos no estereograma.

- Ponto B3

Localizado em talvegue cruzado pelo Caminho do Mar, na altura do km 47,4. Foram medidos no local 94 planos de juntas, sendo os dados plotados em estereograma, conforme consta da **Figura III.2.3.5.**

A **Fotografia III.2.3.5.** é uma vista parcial do afloramento, aparecendo ainda a galeria sob a rodovia.

Família principal (Isolinha de 10%):

Família 1. N 60° / ∂ = 82° NW

Famílias secundárias (Isolinhas de 6%):

Família 2. N 124° / ∂ = 80° NE

Família 3. N 170° / ∂ = 28° NE

Observações:

- a.) A foliação média medida no local é N 55° / ∂ = 80° NW
- b.) A família 1 se destaca bastante sobre as demais e está condicionada pela foliação.
- c.) A família 3, corresponde ao plano rochoso visível na foto.

Figura III.2.3.1. Ponto A1. Estereograma de 92 polos de juntas

Fotografia III.2.3.1. Ponto A1. Visão restrita do local

Figura III.2.3.2. Ponto A2. Estereograma de 66 polos de juntas

Fotografia III.2.3.2. Ponto A2. Visão do afloramento

Figura III.2.3.3. Ponto B1. Estereograma de 81 polos de juntas

Fotografia III.2.3.3. Ponto B1. Vista parcial do local

Figura III.2.3.4. Ponto B2. Estereograma de 154 polos de juntas

Fotografia III.2.3.4. Ponto B2. Vista do corte

Figura III.2.3.5. Ponto B3. Estereograma de 94 polos de juntas

Fotografia III.2.3.5. Ponto B3. Vista parcial do afloramento

III.2.4. Análise Comparativa das Estruturas Rúpteis

As **Figuras III.2.4.1. a III.2.4.5.**, apresentadas a seguir, permitem uma melhor visualização conjunta das principais estruturas rúpteis preponderantes em cada um dos 5 locais levantados.

A **Tabela III.2.4.1.**, por sua vez, facilita a comparação dos valores numéricos das atitudes das estruturas lançadas nos estereogramas.

A observação desses gráficos permite, entre outras, as seguintes conclusões:

- Nos locais estudados existe sempre uma coincidência, ou grande aproximação, entre a foliação e um dos planos principais de juntas (plano secundário em B1), sendo os seus mergulhos para NW, geralmente superiores a 72° (50° em B1).
As direções desses planos de juntas e foliação são, exceto em B1, muito próximo às direções dos fotolineamentos (do principal na área A e do secundário na área B), isto é $N55^{\circ}$.
É visível o condicionamento imposto pelas grandes estruturas regionais, como o Falhamento de Cubatão, de direção geral $N55^{\circ}$ a $N60^{\circ}$.
- Nos locais estudados, um dos planos secundários de juntas (principal no caso de B1), mergulha para NE e tem direção aproximada do fotolineamento – secundário na área A e principal na área B – isto é: $N140^{\circ}$ a $N145^{\circ}$.
- Em 4 dos locais levantados, um plano principal de junta, um plano secundário e a foliação, se interceptam segundo uma linha que mergulha para N-NW em A1, A2, B1 e, para NE em B3.
- As direções dos fotolineamentos nas áreas A e B, são praticamente ortogonais.

Figura III.2.4.1. Ponto A1. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes

Legenda dos Estereogramas

- P1
● Polo do plano de junta da família principal
- pl 1
- - - Projeção ciclográfica do plano de junta da família principal
- P3
● Polo do plano de junta de família secundária
- pl 3
- - - Projeção ciclográfica do plano de junta de família secundária
- F
● Polo do plano médio da foliação
- fol
- - - Projeção ciclográfica do plano médio da foliação
- A
- - - Direção média do fotolineamento principal (área A)
- A
- - - Direção média do fotolineamento secundário (área A)

Figura III.2.4.2. Ponto A2. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes

Figura III.2.4.3. Ponto B1. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes

Figura III.2.4.4. Ponto B2. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes

Figura III.2.4.5. Ponto B3. Estereograma das estruturas rúpteis predominantes

Tabela III.2.4.1. Quadro comparativo das estruturas rúpteis preponderantes (direção/mergulho)

LOCAL	JUNTAS PRINCIPAIS	JUNTAS SECUNDÁRIAS	FOLIAÇÃO MÉDIA	FOTOLINEAM. PRINCIPAL	FOTOLINEAM. SECUNDÁRIO	OBSERVAÇÃO
Ponto A1	* N 45°/86°NW	N146°/87°NE	N50°/85°NW	N55°	N145°	* Valor interpol. no estereograma
	N68°/28°SE					
Ponto A2	N45°/76°NW	N20°/36°SE	N75°/72°NW	N55°	N145°	
		* N125°/84°NE				* Valor interpol. no estereograma
Ponto B1	N132 /86 NE	N85°/41°SE	N20°/50°NW	N140°	N55°	
		N155°/57°NE				
		* N16°/50°NW				* Isolinha de apenas 3%pontos
Ponto B2	N50°/75°NW	N22°/36°SE	N50°/80°NW	N140°	N55°	
	* N115°/82°SW	N85°/37°SE				* Valor interpol. no estereograma
Ponto B3	N60°/82°NW	N124°/80°NE	N55°/80°NW	N140°	N55°	
		N170°/28°NE				

CAPÍTULO IV

GEOMORFOLOGIA DA ÁREA

IV.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Alguns autores procuraram explicar a formação e evolução geomorfológica da Serra de Cubatão, baseados em suas experiências e observações de campo e também em teorias e similitudes com outras áreas.

DE MARTONNE (1933), geógrafo francês que aqui esteve, comparou a Serra do Cubatão com um fenômeno ocorrido no sul do Maciço Central Francês – “O Espinouse”. Admitiu na ocasião, que a Serra de Cubatão seria resultante do intenso fraturamento do seu fronte em estreitos blocos, os quais teriam sofrido abatimento em direção à Baixada Santista, abrindo conseqüentemente vales ao longo das falhas.

MORAES REGO (1940), interpretou a região do vale do Cubatão, como um sinclinal cujo núcleo seria constituído de rochas xistosas da parte superior do Precambriano Brasileiro.

F. RUELLAN (1944), relacionando a área aos seus estudos efetuado na Serra do Rio de Janeiro, admitiu que ela constituísse geomorfologicamente uma frente dissecada de blocos de falha.

ALMEIDA (1953), interpretou o relevo da Serra do Cubatão como um intenso e demorado processo de erosão diferencial de adaptação das formas topográficas aos diversos tipos litológicos. Tal processo, teria se iniciado a partir de uma zona de falhamento ou forte flexura, ocorrido aquém da posição atual da escarpa, alguns quilômetros mar adentro. Os vales dos rios Cubatão e Mogi, seriam conseqüência da erosão de uma faixa de xistos, embutida entre gnaisses e migmatitos que sustentam as altas vertentes marginais.

Atualmente, admite-se que essa faixa, muito bem marcada ao longo do vale do Cubatão (Figura III.1.1.1.), seja preenchida por metassedimentos e tenha condicionamento estrutural no Falhamento de Cubatão.

Esse falhamento, discutido em II.2., se desenvolveu durante a formação do Sistema Rift do Este Brasileiro, no período Jurássico/Início do Cretáceo, quando se delineou a borda continental brasileira.

A origem e evolução da Serra de Cubatão está portanto intimamente ligada à formação e evolução da costa sudeste brasileira, com início há cerca de 150 Ma, tendo sido afetada por vários eventos posteriores de reativação tectônica Cenozóica.

O recuo das escarpas é governado pelas linhas estruturais e contactos litológicos das rochas precambrianas, com a abertura de grandes festonamentos na borda do Planalto Atlântico (CRUZ, 1975).

Tal evolução, prende-se aos processos geomórficos e seus mecanismos, típicos de áreas tropicais úmidas. Os altos índices pluviométricos, provocam o constante escoamento superficial e subterrâneo, favorecendo assim a ação do intemperismo, tanto nos materiais superficiais, como em diversos níveis de alteração do substrato rochoso. A saturação dos materiais superficiais, especialmente nos verões onde ocorrem as chuvas mais intensas, aliada aos elevados valores de declividade das vertentes, provocam as ocorrências de escorregamentos e movimentos de massa, (exemplificados em I.1.), desgastando e modelando o relevo das encostas.

Os movimentos de massas nessas condições, conforme concordam vários autores (SHARPE, 1938; ZARUBA, 1969; CRUZ, 1990), devem ser reconhecidos como dos mais importantes processo geomórficos modeladores das encostas. Esses movimentos, ocorrendo em grandes extensões ou isoladamente, "fazem parte integrante do complexo processo erosivo formador das vertentes escarpadas", sendo intensificados sempre que interferem fatores antropogênicos.

O termo escarpa tem sido utilizado para vertentes com declividade superior a 22°, com segmentos retilíneos de mais de 60m, caracterizados por desníveis topográficas de pelo menos 40m (CRUZ, 1990), como ocorre via de regra na área da pesquisa.

IV.2. CARACTERÍSTICAS LOCAIS

O mapa geomorfológico da área é apresentado na **Figura IV.2.1.**

Examinando a figura, podemos distinguir 3 províncias geomorfológicas bem distintas:

- Planalto Paulistano, no quadrante NW.

Faz parte do Planalto Atlântico, designação mais abrangente para o estudo da costa sudeste do Brasil. Possui relevo ondulado, com altitudes em torno de 700 a 750m e acidentes topográficos de pequena amplitude, que excepcionalmente podem atingir até 1000m. As formas mamelonares com morrotes semi-arredondados, resultantes da ação intempérica, estão entremeadas por cursos d'água de baixo gradiente hidráulico, que correm em várias direções.

A **Fotografia IV.2.1.** é uma vista de um trecho do Planalto Paulistano, junto à Represa do Rio das Pedras.

- Trecho Serrano, atravessando a área de SW para NE:

Caracteriza-se por um relevo muito acidentado e escarpado, com taludes muito inclinados, geralmente entre 35° e 55°. O festonamento da linha principal de escarpa, a partir da borda do planalto, resultou numa sucessão de talvegues bastante entalhados no relevo, os quais se dispõem segundo as linhas de maior declive, buscando o rio Cubatão ou seus afluentes principais, os rios Pilões e Passareúva.

Os gradientes hidráulicos são muito elevados, geralmente superiores a 30° e as amplitudes entre espigões e talvegues atingem até 60m.

Muitos desses talvegues apresentam-se secos a maior parte do tempo, entretanto transformam-se rapidamente em riachos caudalosos por ocasião das fortes chuvas características da região, especialmente no período de anual de outubro a março.

A **Fotografia IV.2.2.**, dá uma visão parcial da escarpa serrana, que representa "um degrau com aproximadamente 700m de altura", separando o Planalto Paulistano da Planície Costeira.

A **Fotografia IV.2.3.** é outra visão da Serra de Cubatão, em primeiro plano, com a Planície Costeira ao fundo.

- Planície Costeira, no quadrante SE da área, de relevo plano e sujeita às oscilações de marés. Localmente restaram morrotes cristalinos isolados atingindo altitudes de 80 a 120m.

A **Fotografia IV.2.4.** é uma vista da Planície Costeira, tendo ao fundo a cidade de São Vicente.

Uma feição geomorfológica muito destacada na área é o vale do rio Cubatão que acompanha a direção geral da falha do mesmo nome. Ele está encaixada entre a escarpa principal da Serra de Cubatão e um alinhamento de cristas remanescentes ao sul do vale.

A escarpa da Serra tem sua borda superior muito bem marcada, em torno de 700-750m, se desenvolvendo na direção geral NE e apresentando uma reentrância na altura das cabeceiras do rio Pilões, principal tributário do Cubatão na área.

A borda inferior da escarpa, embora menos marcante, também é bastante visível, especialmente em fotos aéreas ao estereoscópio.

A linha de cristas que forma a vertente sul do vale do Cubatão, com cotas em torno de 700m, guarda a mesma direção geral das escarpas e vai decrescendo para NE, até se transformar em morrotes isolados.

A ocorrência dessas cristas, parece ter similaridade com o fenômeno estudado por CAMPANHA (1994) no Planalto do Juqueriquerê, em São Sebastião, afastado cerca de 95km na direção NE, o qual é formado por uma sucessão de morros sub-nivelados, nas altitudes de 700 a 750m.

Fotografia IV.2.1. Planalto Paulistano. Vista parcial junto à Represa do Rio das Pedras

Fotografia IV.2.2. Serra de Cubatão. Visão geral da vertente do Caminho do Mar

Figura IV.2.1. Mapa Geomorfológico

Fotografia IV.2.3. Serra de Cubatão. Vista da vertente direita do rio Cubatão, com Planície Costeira ao fundo

Fotografia IV.2.4. Planície Costeira. Vista parcial com a cidade de São Vicente ao fundo

IV.3. VISÃO LOCAL E DAS ÁREAS CIRCUNDANTES

A **Imagem IV.3.1.**, do satélite Landsat-5, 1995, nos dá uma ampla visão da área da pesquisa e das áreas circundantes.

A imagem cobre uma área total 8 vezes maior que a área de estudo, permitindo distinguir muitos elementos de interesse geral como relevo, hidrografia, sistemas viários, cidades, complexos industriais etc, incluindo também as principais feições da geomorfologia local anteriormente comentadas, bem como sua continuidade nas áreas circundantes, o que dá uma melhor visão de conjunto.

A sobreposição da transparência apresentada na **Figura IV.3.1.**, aonde está delimitada a área da pesquisa, facilita a identificação dos elementos de maior interesse constantes da imagem Landsat, dentre os destacamos:

Relevo

- Limite Planalto – Serra;
- Limite Serra - Planície;
- Padrão diferenciado entre o Planalto Paulistano ("mar de morros"), Serra de Cubatão (escarpa) e Planície Costeira (topografia plana);
- Reentrâncias pronunciadas na borda serrana nas regiões dos vales dos rios Pilões, Perequê, Mogi, Quilombo e Jurubatuba.

Hidrografia

- Represamentos no Planalto Paulistano (Billings, Rio Pequeno, Rio das Pedras);
- Rios Cubatão, Branco, Casqueiro, Perequê, Mogi, Quilombo, Jurubatuba, Piaçabuçu;
- Canais do Barreiros, Casqueiro, de Bertioga.

Sistema viário:

- Rodovia dos Imigrantes;
- Via Anchieta;
- Interligação Anchieta – Imigrantes;
- Caminho do Mar;
- FEPASA.

Cidades:

- Cubatão;
- Santos;
- São Vicente;
- Vicente de Carvalho.

Complexos Industriais:

- COSIPA;
- Refinaria Presidente Bernardes.

Convém destacar ainda, atravessando toda a imagem, o Falhamento de Cubatão, orientado segundo a direção estrutural regional principal: N 50° – 60° E.

Muitos outros elementos, constam da imagem apresentada e podem ser analisados, dependendo do enfoque que se considere.

Utilizando-se técnicas de processamento digital de imagens, a partir da gravação original em fita magnética, pode-se pesquisar e obter muitas informações.

Um exemplo de resultado, obtido com processamento digital de imagem de satélite em laboratório, já foi apresentado na Imagem 1.3.1., onde está muito bem diferenciado o padrão visual entre o Planalto Paulistano, a Serra de Cubatão e a Planície Costeira.

Figura IV.3.1. Identificação de elementos da imagem Landsat.

Imagem IV.3.1. Visão local e das áreas circundantes (Landsat 5, 1995).

CAPÍTULO V

CLIMA, PLUVIOMETRIA E VEGETAÇÃO

V.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CLIMA E INFLUÊNCIA DA PLUVIOMETRIA.

Existem algumas características diferenciadas entre os climas das 3 províncias geomorfológicas mencionadas anteriormente: Planalto, Serra e Planície Costeira.

Vamos nos ater ao trecho da Serra de Cubatão, que tem especial interesse para este trabalho, onde o clima se caracteriza por elevados índices pluviométricos, grande nebulosidade e temperatura média anual superior a 22°C.

A média mensal das temperaturas é superior a 18°C nos meses mais frios e superior a 22°C nos meses mais quentes.

A área apresenta um clima de transição, entre 2 tipos classificados por KOEPPEN:

Af - chuva contínua durante todo o ano, sem estação seca;

Aw – chuva se concentrando mais no verão e chuvas ocasionais no inverno.

De modo geral, o clima apresenta características do tipo "Tropical Chuvoso".

A umidade relativa do ar é sempre elevada, comumente acima de 85%. Essa característica, aliada à temperatura média anual elevada, favorece grandemente o desenvolvimento da flora em geral.

A névoa e chuviscos típicos dessa região serrana se devem à condensação de água das massas de ar carregadas de umidade provenientes do Oceano Atlântico, ao encontrarem a barreira climática representada pela escarpa da Serra do Cubatão.

O período conhecido como "estação das águas", se estende de outubro a março/abril, quando ocorre 70% da precipitação pluviométrica anual.

Os índices pluviométricos na área serrana são dos mais elevados do País, alcançando frequentemente valores superiores a 3500 mm/ano.

Excepcionalmente, podem atingir valores superiores a 4000 mm/ano, como ocorreu em 1976, quando os índices seguintes foram registrados:

- 4152 mm na Estação Pluviométrica E-143 na Cota 400 (Via Anchieta);
- 4408 mm na Estação Pluviométrica E-153, na Curva da Onça (cota 500m da Via Anchieta)

A **Figura V.1.1.**, mostra a localização de 5 estações pluviométricas existentes na área de interesse para o trabalho:

- Estação E-109 ALTO DA SERRA, altitude de 760m;
- Estação E-153 CURVA DA ONÇA, Via Anchieta, altitude de 500m;
- Estação E-143 COTA 400, Via Anchieta, altitude de 400m;
- Estação E-236 PILÕES, altitude de 100m;
- Estação E 101 CUBATÃO. altitude de 06m.

A **Tabela V.1.1.**, apresenta as alturas anuais de chuvas registradas nas 5 estações pluviométricas citadas, no período 1976-1991.

Conforme se depreende da tabela apresentada, os meses mais chuvosos são janeiro e fevereiro, sendo agosto o mês mais seco.

Os maiores índices pluviométricos foram registrados pelas estações E-153, na Curva da Onça e E-143, na Cota 400, ambas de especial interesse por estarem localizadas em plena escarpa serrana.

Os registros mais completos se referem à Cota 400, porém se observarmos os 3 únicos índices registrados na Curva da Onça, verificaremos que eles são comparativamente superiores. Este último local é provavelmente o de maior incidência pluviométrica na área da pesquisa. Registros de campo, atualmente desaparecidos mas de conhecimento do autor, entre 1976 e 1985 indicavam essa tendência.

Tabela V.1.1. Alturas anuais de chuvas (mm), 1976 -1991 (DAEE/CTH,1997)

ANO	E-109 ALTO DA SERRA (Alt. 760m)	E-153 CURVA DA ONÇA (Alt. 500m)	E-143 COTA 400 (Alt. 400m)	E-236 PILOES (Alt. 100m)	E-101 CUBATÃO (Alt. 06m)	Mês mais chuvoso	Mês mais seco	OBS.
1976	-	4408	4152	-	3202	JAN	JUN	Várias Estações
1977	-	3681	3596	3293	2426	ABR	JUL	pluviométricas (E)
1978	2542	-	2640	-	2089	NOV	AGO	ficaram sem a
1979	-	-	-	-	2401	NOV	JUN	totalização anual,
1980	-	-	2878	2840	-	FEV	MAI	nos anos em que
1981	-	-	3109	-	2247	JAN	SET	ocorreram falhas
1982	2865	-	3497	-	2436	NOV	AGO	nos registros
1983	3353	-	3575	3637	3197	FEV/MAR	AGO	mensais
1984	2362	2667	2593	2336	1854	NOV	JUN	
1985	-	-	-	-	2105	JAN	JUL	
1986	-	-	3814	3756	2886	DEZ	JUN	
1987	-	-	-	2554	2228	JAN	JUL/AGO	
1988	-	-	3950	-	2822	FEV	AGO	
1989	-	-	-	3213	2743	FEV	AGO	
1990	-	-	3102	2291	2292	ABR	AGO	
1991	2223	-	-	-	2531	MAR	AGO	

Consultando os registros pluviométricos mensais disponíveis e relativos à estação E-143 na Cota 400 (DAEE/CTH, 1997), destacamos os seguintes valores mais expressivos:

- Janeiro/76 1037 mm
- Abril/77 607 mm
- Janeiro/85 633 mm
- Dezembro/86 623 mm
- Fevereiro/88 681 mm
- Fevereiro/89 695 mm
- Março/91 879 mm

Para essa mesma estação, o registro mensal mais baixo encontrado, foi de 18 mm, relativo a Julho/85.

O relatório geral para o projeto de engenharia da Rodovia dos Imigrantes (ESCRITÓRIO TEC. J. C. F. FERRAZ, 1971), cita chuvas torrenciais excepcionais atingindo o valor de 400mm em 24 horas, na encosta da Estrada de Ferro Sorocabana (atual FEPASA), na vertente direita do rio Cubatão, não especificando entretanto a data.

Um ábaco muito interessante foi preparado por TATIZANA et al, em 1987, correlacionando a intensidade de chuvas com os escorregamentos induzidos na Serra do Mar, município de Cubatão, conforme apresentado na **FIGURA V.1.2**.

A figura mostra uma curva exponencial que é a envoltória dos pontos com maior probabilidade da ocorrência de escorregamentos.

Todos os pontos plotados no gráfico correspondem a locais com atividade antrópica, pesquisados no trecho serrano do município de Cubatão, razão pela qual fala-se em escorregamentos induzidos.

No eixo das ordenadas estão marcadas as intensidades de chuvas, em mm/h e, no eixo das abscissas, as chuvas acumuladas nos três dias anteriores ao evento pluviométrico considerado, em mm. Cruzando-se os dados Ordenada X Abcissa, encontramos um ponto que pode corresponder a um evento de escorregamento induzido (dentro da envoltória), ou a um evento sem registro de escorregamento (fora da envoltória).

Figura V.1.2. Correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, município de Cubatão (Tatizana et al, 1987).

V.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O TIPO E INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO

A floresta na Serra de Cubatão, tem sofrido, especialmente nas três últimas décadas, os efeitos deletérios dos poluentes industriais provenientes do Polo petroquímico e siderúrgico de Cubatão e Piaçaguera.

Esse efeito se faz sentir em toda a floresta, mas de forma mais acentuada nas cotas acima de 350m onde é maior a pluviosidade, notadamente nas vertentes mais próximas dos centros poluidores, como se observa nas encostas do Caminho do Mar, onde a vegetação tem sido bastante afetada. As nuvens carregadas de poluentes, trazidas pelos ventos que provem do mar, provocam a formação de "chuvas ácidas" (pH inferior a 5), muito prejudiciais à vegetação.

Observam-se sinais de doenças – necroses e cloroses – com sintomas típicos de lesão por cloro/fluor e ozônio (GUTBERLET, 1996). Espessas camadas de partículas de aparência preta e oleosa são acumuladas nas superfícies das folhas.

Devido aos poluentes, incluindo o dióxido de enxofre e dióxido de nitrogênio, ocorre uma acentuada perda de folhas e a diminuição da biodiversidade de espécies, permanecendo aquelas mais resistentes, como: quaresmeiras, *Cecropia*, *Tibouchira*, *Micônia*, *Helicônia*, sp, *Maranta* sp, *Piper* sp, *Philodendron* (imbé), *Rhipsalis*, *Epiphyllum*, *Mikania lagunosa* e diversas espécies de gramíneas.

São encontrados muitos troncos de grandes árvores mortas e em várias áreas, observa-se a tendência de prevalecer a vegetação arbustiva. Não tem sido observado o crescimento de novas espécies arbóreas.

Quanto aos ventos provenientes do Planalto Paulistano soprando em direção ao mar, tem influência de apenas 5% a 10% no conjunto das condições meteorológicas locais (segundo o autor acima). Entretanto, também constituem fator degenerativo da flora, pois tem uma ação permanente, carregando poluentes provenientes das indústrias dos municípios do ABC e Mauá.

A flora da mata-de-encosta atlântica que reveste a Serra de Cubatão é composta por uma vegetação extremamente diversificada em espécies, pertencentes à "Floresta Latifoliada Tropical Úmida de Encostas" (GONÇALVES, 1995).

Trata-se de uma floresta de formação vegetal umbrófila com os condicionantes de ambiente tropical e que, apesar de luxuriante é dotada de grande fragilidade ante às perturbações antrópicas.

O equilíbrio do ecossistema, formado por comunidades muito complexas, mostra-se bastante sensível e está sendo rompido pelas ações resultantes da atividade humana (obras de engenharia, ocupação irregular, desmatamento, poluição química etc.).

Nas **Fotografias V.2.1 e V.2.2.**, podemos observar respectivamente, um aspecto geral da mata e uma área com indícios de degradação vegetal.

Predominam na flora original da Serra de Cubatão, as espécies lenhosas fanerogâmicas, formando os estratos superiores, escalonados e bastante densos. Essa disposição dificulta a passagem dos raios solares, os quais atingem o solo de forma muito escassa, criando um ambiente de sombra propício para o surgimento de espécies umbrófilas (marantas, helicônias, begônias, samambaias e musgos) que revestem o piso da mata. Sobre esse dossel arbóreo, se desenvolvem espécies herbáceas semi-lenhosas heliófilas, do tipo trepadeiras. Fazem parte ainda dessa diversidade, lianas, bromélias, cactos e orquídeas, que crescem sobre os troncos e ramos das árvores.

Com a degradação vegetal, esse panorama vai sendo modificado, com diminuição das espécies em geral, em particular das espécies arbóreas.

A degeneração gradativa do revestimento vegetal das encostas, inclusive com o enfraquecimento da trama de raízes e rizomas que servem como travamento dos solos, especialmente durante as chuvas, implica na diminuição da sua resistência ao cisalhamento, aumentando conseqüentemente sua susceptibilidade aos escorregamentos.

Observações visuais em áreas afetadas por escorregamentos mostraram que as raízes, mesmo de grandes árvores, são pouco profundas, com penetração geralmente restrita ao solo coluvial, ou penetrando pouco no solo saprolítico muito pobre em nutrientes. Ainda assim, seu papel no travamento dos solos não pode ser menosprezado.

Fotografia V.2.1. Aspecto geral da mata na Serra de Cubatão

Fotografia V.2.2. Área com indícios de degradação vegetal

WOLLE, 1987, elaborou um gráfico correlacionando o desmatamento com a variação esquemática de estabilidade das encostas, expressas pelo seu fator de segurança (FS =relação entre as forças resistentes num bloco ideal de encosta e as forças cisalhantes atuantes no mesmo bloco), conforme apresentado na **Figura V.2.1.**

Verifica-se na figura, que existe uma linha de tendência natural da estabilidade da encosta antes do desmatamento, com um determinado ângulo de inclinação ($\Delta FS/\Delta t$ Florestado). Essa linha é modificada após o desmatamento, assumindo um ângulo mais inclinado ($\Delta FS/\Delta t$ Desmatado), o que leva à ruptura da encosta num tempo total inferior ao que seria sem o desmatamento.

Observa-se que, imediatamente após o desmatamento, ocorre um acréscimo de estabilidade devido à eliminação de fatores desfavoráveis como sobrecarga da vegetação, efeito alavanca, etc. Entretanto, esse acréscimo tende a desaparecer com o tempo, à medida que ocorrem o apodrecimento das raízes, com consequente perda da trama de travamento dos solos, bem como de outros fatores favoráveis, como a redistribuição da água das chuvas e proteção superficial, anteriormente proporcionados pela vegetação.

Não podemos deixar de ressaltar que, descontado o efeito deletério da poluição química, as condições de clima, temperatura e umidade, favorecem grandemente a regeneração da vegetação em geral, que em poucos anos, tende a ocupar seus espaços nas áreas afetadas pelo homem ou por escorregamentos naturais.

Em locais onde a construção da Rodovia dos Imigrantes provocou destruição da vegetação, foram tomados cuidados para a sua recuperação, após a abertura da estrada. Cerca de 4 anos depois, a vegetação arbustiva já cobria completamente as cicatrizes da construção, estando a vegetação arbórea em fase inicial de desenvolvimento.

Para intervalos de tempo maiores, observa-se a recuperação da floresta, conforme ilustrado nas **Fotografias V.2.3. e V.2.4.**, tiradas em nov/1974 e out/1999, respectivamente.

Considerando-se o gráfico anteriormente apresentado, significa que, alguns anos após o desmatamento, à medida que vai havendo a regeneração progressiva da flora, vai também se restabelecendo a linha de tendência natural da estabilidade.

Figura V.2.1. Desmatamento e variação esquemática da estabilidade das encostas (Wolle, 1986).

Fotografia V.2.3. Vegetação destruída na encosta do viaduto VA-5 da Rodovia dos Imigrantes, Nov/1974 (Desenvolvimento Rodoviário SA)

Fotografia V.2.4. Aspecto da vegetação no mesmo local em Out/1999.

CAPÍTULO VI

ASPECTOS CONCEITUAIS DA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

VI.1. MOVIMENTOS DE ENCOSTAS – CLASSIFICAÇÃO E FATORES INTERVENIENTES

Os movimentos e instabilizações em encostas são condicionados por uma série muito grande de fatores, cujas origens estão na formação da própria rocha e que se desenvolvem à medida que ela vai sofrendo transformações no decorrer do tempo, até ocorrer a deflagração efetiva do processo de movimentação.

A maior parte desses fatores pode ser englobada no que chamamos de condicionantes geológicos, geomorfológicos e estruturais, bem como no clima (destacando a pluviometria) e na vegetação, conforme abordamos nos capítulos anteriores. Além disso, devemos levar em conta a influência decisiva da ação antrópica na deflagração dos processos instabilizatórios, sempre que ela se faz presente.

Dentre as várias classificações existentes para os movimentos de encostas, preferimos apresentar a de VARNES, 1978, conforme consta na **Tabela VI.1.1**.

Nessa tabela, o termo solo é empregado conforme o uso corrente em engenharia, correspondendo aos materiais incoerentes e inconsolidados, sejam areias, siltes ou argilas.

As quedas, referem-se principalmente a eventos ocasionais localizados. Em áreas com matações (não típicas da Serra do Cubatão), os mesmos vão sendo desconfinados pela ação hidráulica e podem vir a rolar encosta abaixo pela ação da gravidade.

Tombamentos, são fenômenos que ocorrem em condições de juntas paralelas à crista do talude, mergulhando para dentro do maciço e que tendem a se deslocar segundo sua linha de maior declive.

Os escorregamentos, são os movimentos mais visíveis na Serra do Mar, estando classificados basicamente em rotacionais e translacionais. A ruptura rotacional é a regra nos solos mais homogêneos, como os horizontes coluviais que constituem a maioria dos escorregamentos cíclicos dos períodos chuvosos. Após rompido, esse material se desloca longas distâncias encostas abaixo, transformando-se em corridas de lama e deixando extensas cicatrizes lineares na paisagem.

Os escoamentos de massa tipo rastejo, são muito comuns em horizontes superficiais, como os já referidos solos coluviais, provocando um curioso encurvamento nos caules vegetais, que adquirem um perfil de "Gogó de Ema", provocado pelo seu deslocamento gradual e lento no sentido do movimento encosta abaixo, ao mesmo tempo que vão crescendo obedecendo ao fototropismo positivo que tende a verticalizá-los.

Quanto ao rastejo profundo, que não tem sido tão bem estudado, é na verdade de grande importância na estabilidade geral da Serra do Mar, pois afeta os horizontes rochosos mais profundos, até dezenas de metros de profundidade, provocando a abertura de fendas de tração e estabelecendo um comportamento mecânico que o Prof. Manuel Rocha do LNEC, chamou de "maciço desarticulado", em 1973, ao visitar as obras da Rodovia dos Imigrantes. Esse comportamento, explica a ocorrência de uma drenagem subterrânea predominantemente vertical nessas encostas, com elevada permeabilidade hidráulica. Pudemos constatar inclusive, durante as escavações de tubulões de viadutos dessa rodovia (Viadutos 12 e 13), que fendas decimétricas ocorriam até pelo menos 20m de profundidade, permitindo comunicação verbal entre trabalhadores escavando tubulões próximos.

O rastejo é também característico das formações de tálus, ocorrendo tanto superficialmente como em profundidade. Geralmente o movimento é intermitente, acompanhando os períodos chuvosos, variando de velocidade de ponto para ponto, tanto horizontalmente como verticalmente (normalmente é maior junto à superfície, diminuindo com a profundidade). Com a saturação, o movimento tende a se acelerar, à medida que diminui a resistência ao cisalhamento do material, podendo ocorrer a ruptura do tálus, com escorregamento por vezes catastrófico, como exemplificaremos em outro capítulo.

A **Tabela VI.1.2.**, apresenta alguns dos principais fatores deflagradores dos movimentos de encostas.

A remoção de solos, como fator deflagrador de movimentos, pode ser exemplificada pelos cortes em encostas de solo, conforme conhecemos tão bem em certos trechos de rodovias antigas como o Caminho do Mar e a própria Via Anchieta, ou nas estradas de serviço da Rodovia dos Imigrantes. É comum também, ocorrer a remobilização de um escorregamento, pela remoção descuidada do material no sopé do mesmo e que está funcionando como resistência passiva ao movimento (prática utilizada por algumas prefeituras e empreiteiras pouco qualificadas).

Tabela VI.1.1. Classificação dos movimentos de encostas (Varnes, 1978)

TIPO DE MOVIMENTO		TIPO DE MATERIAL		
		ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
			GROSSERO	FINO
ESCORREGA- MENTOS	QUEDAS	de rocha	de detritos	de terra
	TOMBAMENTOS	de rocha	de detritos	de terra
	ROTACIONAL	Poucas unidades abatimento de rocha	de detritos abatimento de detritos	de terra abatimento de terra
		Poucas unidades de blocos rochosos	de blocos de detrito	de blocos de terra
	TRANSLACIONAL	Muitas unidades de rocha	de detritos	de terra
	EXPANSÕES LATERAIS	de rocha	de detritos	de terra
	CORRIDAS/ESCOAMENTOS	de rocha (rastejo profundo)	de detritos (rastejo de solo)	de terra
COMPLEXOS: Combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos				

Tabela VI.1.2. Fatores deflagradores dos movimentos de encostas (Varnes, 1978)

AÇÃO	FATORES		FENÔMENOS NATURAIS/ANTRÓPICOS
Aumentada solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)		Erosão, escorregamentos Cortes
	Sobrecarga		Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas		Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais		Água em trincas, congelamento, material expansivo, etc.
Redução da resistência	Características inerentes ao material	Textura, estrutura, geometria, etc.	Características geomecânicas do material, estado de tensões iniciais
	Mudanças ou fatores variáveis	Mudanças nas características do material	Intemperismo, redução da coesão, ângulo de atrito Elevação do nível d'água
	Outras causas		Enfraquecimento devido ao rastejo progressivo Ação das raízes das árvores e buracos de animais

Sobrecargas, podem ser aterros em encostas causando a ocorrência de rupturas de base, exemplos que também fazem parte da história das construções rodoviárias em trechos da Serra do Mar. O termo sobrecarga, na tabela é empregado de forma ampla, englobando inclusive toda a massa da vegetação. Já o "efeito alavanca" (oscilação das árvores com os ventos, transmitida ao terreno por suas raízes), está colocado em "outras causas".

Evidentemente, a água e os mecanismos dela resultantes, preponderam nos fatores predisponentes e também nos fatores deflagradores dos movimentos em encostas, se deixarmos de lado a ação antrópica.

No caso dos maciços de solos, sabemos que os parâmetros determinantes da resistência ao cisalhamento são o ângulo de atrito interno e a coesão.

A coesão possui uma parcela relacionada à capilaridade, denominada "coesão aparente", que varia com o grau de saturação do solo e essa variação pode ter grande influência no mecanismo de escorregamento.

É o que ocorre na Serra do Mar, onde a maioria dos escorregamentos cíclicos afetam o solo coluvionar (ou coluvial). A variação da coesão aparente desses solos em função do grau de saturação, foi estudada por CARVALHO, 1991 (**Figura VI.1.1.**).

Na figura, podemos observar como é significativo o efeito da saturação S , sobre a variação da coesão aparente c . A curva de correlação, mostra que com o aumento do grau de saturação de 60% para 100%, a coesão aparente diminui de 20 kPa para praticamente zero.

Outras características e propriedades dos solos, podem afetar sua susceptibilidade aos processos de instabilização, devendo ser consideradas na análise de casos específicos. É o caso de estruturas reliquias em solos residuais (incluindo os solos saprolíticos da Serra do Mar), que podem ter grande influência na sua resistência ao cisalhamento e que portanto devem ser consideradas numa análise de estabilidade de taludes nesse material.

Para exemplificar a influência dessas estruturas reliquias (também chamadas de macroestruturas de solos por alguns autores), apresentamos a **Tabela VI.1.3.**

Os valores de ângulo de atrito interno e coesão, foram obtidos em ensaios de cisalhamento direto de 4 tipos de solos residuais, mostrando significativa variação, dependendo da direção do esforço aplicado, em relação à posição do plano da macroestrutura existente (laminada, xistosa, ou bandada).

Figura VI.1.1. Variação da coesão aparente do solo coluvionar da Serra do Mar em função do grau de saturação (Carvalho, 1991)

Tabela VI.1.3. Resistência de solos com macroestruturas (Sandroni, 1985)

SOLO RESIDUAL	MACRO ESTRUTURA	CISALHAMENTO DIRETO (50 kPa < σ < 500 kPa)		CONDIÇÕES DE UMIDADE
		PARALELO *	PERPENDICULAR *	
Quartzito	Laminada	$c' = 20$ kPa $\varphi' = 37^\circ$	$c' = 50$ kPa $\varphi' = 44^\circ$	Úmido
Quartzito micáceo	Xistosa	$c' = 40$ kPa $\varphi' = 22^\circ$	$c' = 45$ kPa $\varphi' = 27^\circ$	Úmido
Gnaíse migmatizado	Bandada	$c' = 40$ kPa $\varphi' = 20^\circ$	$c' = 52$ kPa $\varphi' = 23^\circ$	Úmido
Gnaíse migmatizado	Bandada	$c' = 30$ kPa $\varphi' = 21^\circ$	$c' = 49$ kPa $\varphi' = 22^\circ$	Saturado

Os valores máximos da tabela, como se pode observar, foram obtidos para esforços aplicados normalmente aos planos das macroestruturas dos solos e os valores mínimos para os esforços aplicados paralelamente a essas estruturas.

Para maciços rochosos, além dos parâmetros básicos de resistência ao cisalhamento é fundamental considerarmos a ocorrência das descontinuidades presentes e como elas influenciam essa resistência.

Uma vez que os valores de ângulo de atrito interno e coesão são mais elevados para as rochas que para os solos delas resultantes e os solos em geral, considerados apenas esses parâmetros, os taludes rochosos deveriam ser sempre mais estáveis, admitindo comparativamente maior inclinação que os taludes em solos.

Ocorre porém, que essa afirmação muitas vezes não é verdadeira, pois em taludes rochosos as rupturas são condicionadas principalmente pela ocorrência de planos de juntas, os quais devem ser cuidadosamente analisados.

A ocorrência de juntas, diminui a resistência ao cisalhamento dos maciços rochosos, atuando no sentido da diminuição do seu ângulo de atrito, conforme mostrado na **Tabela VI.1.4**.

Observamos na tabela que, além da diferença de valores do ângulo de atrito para cada tipo de rocha, existe significativa variação para uma mesma rocha em função da condição considerada. Rochas intactas, tem ângulo de atrito geralmente superior a 45° (condição conhecida como "resistência de pico"), diminuindo esse valor cerca de 20% a 25% pela simples existência de juntas e, caindo ainda mais, quando ocorre início de cisalhamento, permanecendo porém um certo valor mínimo, conhecido por "atrito residual".

Encostas que apresentam juntas com indícios de movimentação (cisalhadas), devem portanto serem consideradas na condição de ruptura iminente.

Tabela VI.1.4. Valores de ângulo de atrito para rochas intactas, com juntas e com juntas cizalhadas (Hoek, 1972)

TIPO DE ROCHA	ÂNGULO DE ATRITO (°)		
	INTACTA	JUNTA	RESIDUAL
Andesito	45	31-35	28-30
Basalto	48-50	47	-
Gesso	-	35-41	-
Diorito	53-55	-	-
Granito	50-64	-	31-33
Grauvaca	45-50	-	-
Calcário	30-60	-	33-37
Monzonito	48-65	-	28-32
Pórfiro	-	40	30-34
Quartzito	64	44	26-34
Arenito	45-50	27-38	25-34
Xisto	26-70	-	-
Folhelho	45-64	37	27-32
Siltito	50	43	-
Ardósia	45-60	-	24-34

VI.2. TIPOS DE RUPTURA

Em solo coesivo, o tipo de ruptura padrão está esquematizado na **Figura VI.2.1**.

Trata-se de superfície de ruptura circular, onde O e r representam respectivamente o eixo e o raio do cilindro deslizante teórico e τ_R representa a resistência ao cisalhamento do maciço.

A figura é genérica para solos coesivos, variando para cada caso o raio de curvatura da superfície cizalhante e sua posição em relação à face do talude.

Os solos argilosos tem coesão maior que os solos arenosos. A coesão passa a diminuir quanto mais arenoso o solo se torna, tendendo a zero para as areias eólicas arredondadas (areias de dunas). À medida que a coesão diminui, o raio de curvatura da superfície de ruptura aumenta, tendendo à ruptura plana.

No caso de solos com macroestruturas, como os saprolíticos (com estruturas reliquias tipo bandamentos, xistosidades, etc.), elas atuam como planos de fraqueza, podendo ocorrer rupturas planas, ou segundo um padrão composto circular-plano.

As rupturas circulares são objeto de estudo específico da Mecânica de Solos e não serão detalhadas neste trabalho.

Convém entretanto citar que, no caso dos solos coluviais que sofrem escorregamentos periódicos na Serra do Mar, as rupturas são inicialmente circulares, até encontrarem o substrato residual, ocorrendo então deslizamento planar.

Para maciços rochosos, a influência das discontinuidades é preponderante nos mecanismos de ruptura, pois constituem planos de menor resistência ao cisalhamento. Alguns tipos de ruptura plana são apresentados na **Figura VI.2.2**.

Verifica-se que, quando existe no maciço mais de uma família de discontinuidades, a ruptura é condicionada por ambas, resultando num padrão composto.

Na **Figura VI.2.3**, estão representados alguns dos principais tipos de ruptura plana em taludes rochosos e suas correspondentes projeções em estereogramas, associadas às condições estruturais. Em cada estereograma, estão representados os polos dos planos de juntas, o plano médio das juntas, o plano da face do talude e a linha de crista do talude.

Figura VI.2.1. Ruptura em solo coesivo (Cernica, 1994)

Figura VI.2.2. Tipos de ruptura plana (Piteau e Martin, 1991)

Figura VI.2.3. Principais tipos de rupturas em taludes rochosos e suas condições estruturais representadas em estereogramas (Hoek & Bray, 1997)

Observamos na figura anterior, que o tipo a é característico de rocha branda ou rocha muito fraturada sem padrão definido das descontinuidades, de tal modo que os polos das juntas aparecem com distribuição homogênea no estereograma. Esse tipo de ruptura circular é também característico de solo coesivo.

O tipo b, apresenta uma única família de juntas de direção paralela à direção do talude e ângulo de mergulho menor que o dele. A zona achurada no estereograma, representa a condição de estabilidade mais desfavorável, que podemos também chamar de "condição de ruptura".

No tipo c, existem duas famílias de juntas que cortam o talude formando uma cunha de ruptura. As intersecções dos planos dessas juntas com o plano do talude, representados no estereograma, definem a zona de ruptura (achurada).

O tipo d, ilustra uma única família de juntas, de direção paralela à direção do talude e com ângulo de mergulho superior ao do talude. É a condição potencial de ruptura por tombamento, representada no estereograma pelos planos das juntas e do talude, em semicírculos opostos.

Casos mais complexos, podem ser entendidos pela combinação de mais de um dos tipos esquematizados.

VI. 3. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Foram elaboradas diversas classificações geomecânicas, por vários autores, a partir especialmente da década de 1940. Essas classificações foram preparadas visando aplicações em obras subterrâneas, mas com o passar dos anos, foram sendo estendidas e adaptadas para uso também em obras de superfície.

Algumas das principais classificações estão apresentadas na **Tabela VI.3.1.**, com observações concernentes ao seu uso na época e posteriores modificações.

Os vários autores, em suas classificações, basearam-se em alguns índices característicos das rochas, conforme consta da **Tabela VI.3.2.**

Os autores que utilizaram o maior número de índices, como se pode ver, foram Wickham, Beniaowski e Barton. Entretanto, Wickham não considerou o RQD, nem fez recomendações executivas, o que na prática restringe a sua aplicação.

O parâmetro RQD ("Rock Quality Designation"), proposto por DEERE et al (1967) é um índice de qualidade do maciço rochoso, com valor em porcentagem, obtido em testemunhos de sondagem. É definido pela relação entre o comprimento da amostra recuperada numa manobra (soma das peças maiores que 10cm) e o comprimento efetivamente perfurado.

BENIAWSKI, 1973, introduziu o Sistema RMR ("Rock Mass Rating System"), o qual sofreu posteriormente diversas modificações. Em 1979, o autor propôs uma versão da sua classificação ao "South African Council for Scientific and Industrial Research – CSIR"), cuja versão traduzida é apresentada na **Tabela VI.3.3.** Essa classificação também é conhecida como CSIR – Classificação geomecânica para maciços fraturados.

Conforme se observa nessa classificação, para cada característica considerada e faixa de variação, a rocha recebe uma nota (peso relativo). A soma dessas notas ou pesos relativos, resultará num valor numérico final para o conjunto, estabelecendo a classificação geomecânica do maciço numa das seguintes categorias:

Classe I – 100 a 81 - muito bom

Classe II – 80 a 61 - bom

Classe III – 60 a 41 - regular

Classe IV – 40 a 21 - pobre

Classe V – ≤ 20 - muito pobre

Para cada classe é estimado um tempo médio de auto-sustentação do maciço, o qual varia desde anos até minutos, em função do vão livre considerado para a seção da escavação.

Tabela VI.3.1. Principais classificações geomecânicas (Beniawski, 1989)

CLASSIFICAÇÃO	AUTOR E DATA	ORIGEM	APLICAÇÕES ORIGINAIS	OBSERVAÇÕES
Carga de rocha	Terzaghi (1946)	EUA	Túneis com suportes metálicos	Amplio emprego nos EUA por 40 anos; Inadequada para os métodos modernos de execução de túneis (ancoragens e concreto projetado);
Tempo de auto-sustentação	Lauffer (1958)	Áustria	Túneis	Introduziu o conceito de vãos livres sem suporte e seu tempo de auto-sustentação, em função da qualidade do maciço; muito conservadora para aplicação nos métodos;
RQD	Deere et al. (1967)	EUA	Descrição de testemunhos e túneis	Simple descrição das condições de um testemunho de sondagem rotativa; parte integrante dos sistemas modernos de classificação; não considera condição de superfície de juntas e materiais de preenchimento; muito sensível aos efeitos de orientação dos testemunhos;
RSR	Wickham et al. (1972)	EUA	Túneis com suportes metálicos	Introduziu as avaliações numéricas "ratings" e ponderações para correlacionar a qualidade do maciço com dimensões das escavações e suportes necessários; base para os sistemas subsequentes mais empregados do nível internacional;
Sistema RMR	Bieniawski (1973)	África do Sul	Túneis e minas	Evolução dos sistemas anteriores; amplamente alterado em relação à versão original (1974, 1975, 1976, 1979, 1984); desenvolvido com base em 49 casos históricos. Versão atualizada conta com 268 casos reais (Beniawski, 1989);
Sistema Q	Barton et al. (1974)	Noruega	Túneis e cavidades amplas	Baseado no método do RQD; introdução de quatro parâmetros adicionais: número e condição das juntas, condição de água subterrânea, tensões nas vizinhanças da escavação; desenvolvido com base em mais de 200 casos reais;

Tabela VI.3.2. Índices característicos das principais classificações geomecânicas (ABGE, 1998)

ÍNDICES CARACTERÍSTICOS	Terzaghi (1946)	Lauffer (1958)	Deere et al. (1967)	Wickham et al. (1974)	Bieniawski (1973)	Barton et al. (1974)
I - Rocha						
- tipo litológico				x		
- estrutura	x	x		x		
- grau de alteração	x	x		x		
- minerais expansivos	x	x	x			x
- resistência		x		x	x	x
II - Descontinuidades						
- orientação				x	x	
- espaçamento	x	x	x	x	x	x
- rugosidade das paredes					x	x
- alteração das paredes				x	x	x
- abertura				x	x	x
- preenchimento					x	x
- número de famílias						x
III - Maciço rochoso						
- RQD			x		x	x
- velocidade de ondas elásticas						
- água	x	x		x	x	x
- tensões "in situ"	x	x	x			x
IV - Métodos construtivos						
(recomendações de procedimento)	sim	não	sim	não	sim	sim
Número total de índices	6	7	4	9	9	12
Índices relativos a descontinuidades	1	1	1	4	6	6

Tabela VI.3.3. Sistema RMR de classificação geomecânica (Beniawski, 1979)

Resistência da rocha intacta	Índice puntiforme	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	utilizar compressão simples		
	Compressão simples	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	15-25 MPa	1-15 MPa	1 MPa
	Peso relativo	15	12	7	4	2	1	0
RQD (rock quality designation)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50		< 25	
	Peso relativo	20	17	13	8		3	
Espaçamento de fraturas		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm		< 60	
	Peso relativo	30	25	10	8		5	
Condições das fraturas		Superfícies muito rugosas; não contínuas; fechadas; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura < 1 mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura < 1 mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5 mm ou abertura 1 - 5 mm; contínuas	Preenchimento mole > 5 mm ou abertura > 5 mm; contínuas		
	Peso relativo	30	25	20	10		0	
Infiltração em 10 m de túnel		Nenhuma	< 1 O l/min	< 25 l/min	25-125 l/min		> 125 l/min	
Água subterrânea	Relação: [pressão de água na fratura / tensão principal máxima]	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5		> 0,5	
	Condições gerais	Completamente seco		Umidade	Água sob pressão moderada	Problemas graves de água		
	Peso relativo	10		7	4	0		
Ajuste para orientação das descontinuidades								
Direção e mergulho		Muito favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito desfavorável		
Peso relativo	Túneis	0	-2	-5	-10	-12		
	Fundações	0	-2	-7	-15	-50		
	Taludes	0	-2	-25	-50	-60		
Classes do maciço rochoso								
Classe		I	II	III	IV	V		
Descrição		Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Muito pobre		
Soma dos pesos		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	≤ 20		
Significado das classes								
Classe		I	II	III	IV	V		
Tempo médio de auto-sustentação		10 anos	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos		
vão da seção		15 m	10 m	5 m	2,5 m	1,0 m		
Coesão		> 400 KPa	400-300 KPa	300-200 KPa	100-150 KPa	< 100 KPa		
Ângulo de atrito		> 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°		

Convem lembrar que nas tabelas de Beniaowski, podem-se encontrar variações nas faixas atribuídas a determinados índices e seus pesos relativos, dependendo do ano da adaptação ou versão utilizada.

BARTON et al (1974), estudando quase 2 centenas de casos histórico de túneis e escavações subterrâneas, propuseram ao "Norwegian Geotechnical Institute – NGI", um índice de qualidade do maciço rochoso, denominado índice Q, para caracterizar sua condição geral de estabilidade quando submetido à escavação.

O índice Q é definido pela seguinte expressão:

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

Onde:

RQD (rock quality designation)	= índice de qualidade da rocha, proposto por DEERE
J _n (joint set number)	= índice de influência do número de famílias de juntas
J _r (joint roughness number)	= índice de influências da rugosidade das paredes das juntas
J _a (joint alteration number)	= índice de influência da alteração das paredes das juntas
J _w (joint water reduction factor)	= índice de redução da resistência pela presença de água
SRF (stress reduction factor)	= índice de influência das tensões no entorno da escavação

Verifica-se na expressão a grande importância atribuída às condições das descontinuidades ou juntas, além do estado de tensões na região circundante à escavação. Os valores dos diversos parâmetros que entram na expressão acima do cálculo de Q, devem ser individualmente determinados de acordo com a **Tabela VI.3.4.**, apresentada nas três partes a, b e c. A tabela, bastante detalhada, facilita a obtenção desses valores, trazendo no final considerações adicionais para sua correta interpretação.

Tabela VI.3.4. Parâmetros rochosos utilizados na obtenção do índice Q da classificação NGI (Barton et al, 1974)

Description	Value	Notes	
1. ROCK QUALITY DESIGNATION RQD			
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q. 2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc are sufficiently accurate.	
B. Poor	25 - 50		
C. Fair	50 - 75		
D. Good	75 - 90		
E. Excellent	90 - 100		
2. JOINT SET NUMBER J_n			
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$	
B. One joint set	2		
C. One joint set plus random	3		
D. Two joint sets	4		
E. Two joint sets plus random	6		
F. Three joint sets	9		
G. Three joint sets plus random	12		
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed 'sugar cube', etc	15		
J. Crushed rock, earthlike	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER J_r			
a. Rock wall contact and b. Rock wall contact before 10 cms shear.			
A. Discontinuous joints	4	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3m. 2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength.	
B. Rough or irregular, undulating	3		
C. Smooth, undulating	2		
D. Slickensided, undulating	1.5		
E. Rough or irregular, planar	1.5		
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5		
c. No rock wall contact when sheared.			
H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact.	1.0		
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact.	1.0		
4. JOINT ALTERATION NUMBER J_a ϕ_r (approx.)			
a. Rock wall contact.			
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		

Parte a

B. Unaltered joint walls, surface staining only		J_a 1.0	ϕ_r (approx.) (25° - 35°)
C. Slightly altered joint walls non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc		2.0	(25° - 30°)
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)		3.0	(20° - 25°)
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1-2mm or less in thickness)		4.0	(8° - 16°)
b. Rock wall contact before 10 cms shear.			
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc		4.0	(25° - 30°)
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous, < 5mm thick)		6.0	(16° - 24°)
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings, (continuous, < 5mm thick)		8.0	(12° - 16°)
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water		8.0 - 12.0	(6° - 12°)
c. No rock wall contact when sheared.			
K. Zones or bands of disintegrated L. or crushed rock and clay (see M, G, H and J for clay conditions)		6.0 8.0	
M. Zones or bands of silty- or sandy clay, small clay fraction, (non-softening)		8.0 - 12.0	(6° - 24°)
Q. Thick, continuous zones or P. bands of clay (see G, H and R. J for clay conditions)		5.0 10.0 - 13.0 13.0 - 20.0	(6° - 24°)
5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR J_w approx. water pressure (Kgf/cm ²)			
A. Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 llt/min. locally		1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings		0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints		0.5	2.5 - 10.0
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of fillings		0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time		0.2 - 0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure continuing without decay		0.1 - 0.05	> 10

Parte b

6. STRESS REDUCTION FACTOR

a. *Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated.*

	SRF	
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	2. For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $S \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where σ_c = unconfined compressive strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
E. Single shear zones in competent rock (clay free), (depth of excavation < 50m)	5.0	
F. Single shear zones in competent rock (clay free), (depth of excavation > 50m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube' (any depth)	5.0	

b. *Competent rock, rock stress problems*

	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF	
H. Low stress, near surface	>200	>13	2.5	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0	
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10-5	0.66-0.33	0.5-2	
L. Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M. Heavy rock burst (massive rock)	<2.5	<0.16	10-20	

c. *Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure*

	SRF
N. Mild squeezing rock pressure	5-10
O. Heavy squeezing rock pressure	10-20

d. *Swelling rock, chemical swelling activity depending upon presence of water*

	SRF
P. Mild swelling rock pressure	5-10
R. Heavy swelling rock pressure	10-20

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in the tables:

- When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \text{ (approx.) where } J_v = \text{total number of joints per m}^3$$

$$(RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$
- The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed these parallel "joints" should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few "joints" visible, or only occasional breaks in the core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n .
- The parameters J_r and J_s (representing shear strength) should be relevant to the *weakest significant joint set or clay filled discontinuity* in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (J_r/J_s) is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_s should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_s should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
- When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent the strength of the intact rock may

Tabela VI.3.4.

Parte c

Como vimos, as classificações anteriores foram desenvolvidas a partir do estudo e observações de túneis e outras obras subterrâneas, sendo posteriormente adaptadas para utilização em escavações de taludes.

ROMANA (1985), decidiu propor uma classificação geomecânica de maciços, específica para taludes. A nova classificação, designada SMR ("Slope Mass Rating"), resultou basicamente de modificações introduzidas por Romana no sistema RMR de Beniaowski.

Para isso, ele considerou alguns fatores de correção devidos às influências das juntas, além de um fator devido à influência do método de escavação utilizado.

O SMR é um valor quantitativo definido pela expressão:

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

Onde: F1 = fator de correção devido ao ângulo entre as direções da junta e da face do talude ($F1 = 1 - \sin A_j$). Ele varia de 1,00 para $A_j \sim 0^\circ$, até 0,15 para $A_j > 30^\circ$.

F2 = fator de correção devido ao ângulo de mergulho da junta ($F2 \sim \tan^2 B_j$). Ele varia de 1,00 para $B_j > 45^\circ$, até 0,15 para $B_j < 20^\circ$.

F3 = fator de correção devido à posição relativa dos planos da junta (mergulho B_j) e do talude (mergulho B_s). Para juntas e taludes paralelos ($B_j = B_s$) é boa a condição de estabilidade. Para juntas com mergulho maior que o talude ($B_j > B_s$), temos a condição potencial de tombamento. Para juntas com mergulho 10° inferior ao mergulho do talude ($B_s - B_j > 10^\circ$), temos uma condição de estabilidade muito desfavorável.

F4 = fator de correção empírico, devido ao método de escavação utilizado.

Na **Tabela VI.3.5.**, estão relacionados valores de ajustes devidos às juntas, dependendo da influência dos fatores F1, F2, F3, em diferentes casos.

A **Tabela VI.3.6.**, indica o fator de correção F4, para cada método de escavação do talude. Como se observa nessa tabela, para taludes naturais intactos, o fator de correção F4 a ser aplicado é de +15, diminuindo para +10 no caso de escavação com "pré-splitting", termo usado para um desmonte controlado precedido de pré-fraturamento da rocha. O fator F4 diminui um pouco mais, passando a +8 quando o método usado é desmonte cuidadoso (usualmente chamado "fogo

cuidadoso") e fica zerado para o desmonte comum com explosivo ou máquina escavadeira. Para casos de desmonte a fogo sem controle, a estabilidade fica muito prejudicada e F4 se torna negativo, podendo diminuir até - 8.

Após introduzidas as correções, Romana propôs a classificação SMR, conforme apresentado na **Tabela VI.3.7.**, que ele chamou de primeira tentativa, considerando a possibilidade de posteriores modificações.

Tal trabalho, sendo específico para taludes, pode servir como base para análises regionais de risco de ruptura, permitindo estabelecer valores quantitativos muito úteis na elaboração de cartas geológico-geotécnicas.

Tabela VI.3.5. Valor de ajuste devido às juntas (Romana, 1985)

Case	Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable
P $ \alpha_j - \alpha_s $	$> 30^\circ$	30-20	20-10	10-5	$< 5^\circ$
T $ (\alpha_j - \alpha_s) - 180^\circ $					
P/T F_1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P $ \beta_j $	$< 20^\circ$	20-30	30-35	35-45	$> 45^\circ$
P F_2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T F_2	1	1	1	1	1
P $\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	10-0	0	0 to -10	$< -10^\circ$
T $\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	110-120	$> 120^\circ$	-	-
P/T F_3	0	-6	-25	-50	-60

P, plane failure; T, toppling failure; α_j , joint dip direction; α_s , slope dip direction; β_j , joint dip; β_s , slope dip

Tabela VI.3.6. Valor de ajuste devido ao método de escavação (Romana, 1985)

Method	Natural slope	Presplitting	Smooth blasting	Blasting or mechanical	Deficient blasting
F_4	+15	+10	+8	0	-8

Tabela VI.3.7. Classificação SMR (Romana, 1985)

SMR	Description	Stability	Failures	Support
81-100	Very good	Completely stable	None	None
61-80	Good	Stable	Some blocks	Occasional
41-60	Normal	Partially stable	Some joints or many wedges	Systematic
21-40	Bad	Unstable	Planar or big wedges	Important/corrective
0-20	Very bad	Completely unstable	Big planar or soil-like	Reexcavation

VI.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

VI.4.1. Parâmetros de Estabilidade

Existem inúmeros fatores que influenciam a estabilidade das encostas, conforme já comentado, que devem ser considerados na análise de cada caso.

Para a discussão genérica da estabilidade de taludes entretanto, os parâmetros físicos mais relevantes e determinantes da resistência ao cisalhamento dos maciços de solos e rochas, são a coesão e o ângulo de atrito interno. Como já vimos, no caso de maciços rochosos, as descontinuidades devem merecer um estudo especial. O significado da coesão e do ângulo de atrito fica melhor entendido, quando relacionado com as tensões normal e cisalhante atuantes num bloco de material na condição limite de ruptura, conforme mostrado na **Figura VI.4.1.1.** e que pode ser definida na expressão geral da sua "resistência ao cisalhamento" (I):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (I)$$

Onde: τ = tensão cisalhante

σ = tensão normal

c = coesão

ϕ = ângulo de atrito interno

Na **Tabela VI.4.1.1.**, estão indicados alguns valores típicos de coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e peso específico, obtidos para diferentes tipos de materiais.

Observa-se na tabela, que a coesão atinge os valores mais elevados (35000 a 55000 kPa) para rochas duras ígneas como granito e basalto, diminuindo bastante para as argilas em geral e caindo a zero para as areias, cascalhos e rochas fragmentadas. Quanto ao ângulo de atrito, atinge valores de 45° para rochas duras, podendo alcançar valores ainda maiores para algumas areias, cascalhos e rochas duras fragmentadas. Valores inferiores a 35° são encontrados para as argilas glaciais e areias soltas, sendo os ângulos mais baixos os das argilas moles, especialmente as orgânicas e a bentonita.

O peso específico (saturado e seco), também tem os valores mais altos para as rochas duras (25 a 30 kN/m³), caindo geralmente abaixo de 20 para os outros materiais e atingindo os valores mais baixos para as argilas moles orgânicas e a bentonita,

Figura VI.4.1.1. Tensões normal e cisalhante num bloco de solo ou rocha na condição limite de ruptura (Hoek e Bray, 1997)

Tabela VI.4.1.1. Parâmetros típicos de solos e rochas (Hoek e Bray, 1997)

Description		Unit weight (Saturated/dry)		Friction angle degrees	Cohesion		
Type	Material	lb/ft ³	kN/m ³		lb/ft ²	kPa	
Cohesionless	Sand	Loose sand , uniform grain size	118/90	19/14	28-34*		
		Dense sand, uniform grain size	130/109	21/17	32-40*		
		Loose sand, mixed grain size	124/99	20/16	34-40*		
		Dense sand, mixed grain size	135/116	21/18	38-46*		
	Gravel	Gravel, uniform grain size	140/130	22/20	34-37*		
		Sand and gravel, mixed grain size	120/110	19/17	48-45*		
	Blasted/broken rock	Basalt	140/110	22/17	40-50*		
		Chalk	80/62	13/10	30-40*		
		Granite	125/110	20/17	45-50*		
		Limestone	120/100	19/16	35-40*		
Sandstone		110/80	17/13	35-45*			
Shale		125/100	20/16	30-35*			
Cohesive	Clay	Soft bentonite	80/30	13/6	7-13	200-400	10-20
		Very soft organic clay	90/40	14/6	12-16	200-600	10-30
		Soft, slightly organic clay	100/60	16/10	22-27	400-1000	20-50
		Soft glacial clay	110/76	17/12	27-32	600-1500	30-70
		Stiff glacial clay	130/105	20/17	30-32	1500-3000	70-150
		Glacial till, mixed grain size	145/130	23/20	32-35	3000-5000	150-250
	Rock	Hard igneous rocks - granite, basalt, porphyry	** 160 to 190	25 to 30	35-45	720000- 1150000	35000- 55000
		Metamorphic rocks - quartzite, gneiss, slate	160 to 180	25 to 28	30-40	400000- 800000	20000- 40000
		Hard sedimentary rocks - limestone, dolomite, sandstone	150 to 180	23 to 28	35-45	200000- 600000	10000- 30000
		Soft sedimentary rock - sandstone, coal, chalk, shale	110 to 150	17 to 23	25-35	20000 - 400000	1000- 20000

* Higher friction angles in cohesionless materials occur at low confining or normal stresses

** For intact rock, the unit weight of the material does not vary significantly between saturated and dry states with the exception of materials such as porous sandstones.

VI.4.2. Fator de Segurança de um Talude.

Consideremos inicialmente a condição geral de equilíbrio em um talude com presença de água, onde individualizamos um bloco, representando as principais forças atuantes, conforme esquematizado na **Figura VI.4.2.1:**

Estando na condição de equilíbrio, a resultante de todas as forças atuantes no bloco é igual a zero, por definição. Assim sendo, a somatória das forças que tendem a levar o bloco ao cisalhamento é igual à somatória das forças resistentes, conforme a expressão:

$$W \sin \psi + V = cA + (W \cos \psi - U) \tan \phi \quad (II)$$

Onde: W = Força peso do bloco

ψ = Ângulo do talude

V = Parcela da força cisalhante devida à água

c = coesão do material do maciço

A = Área de contacto do bloco com a superfície de ruptura potencial

U = Parcela negativa da força normal devida à água

ϕ = Ângulo de atrito interno do material do maciço

A expressão de forças (II) é também o desenvolvimento da expressão (I), já apresentada, considerando a aplicação das tensões cisalhante (τ) e normal (σ), na área A do bloco, isto é:

$$\tau A = W \sin \psi + V$$

$$\sigma A = W \cos \psi - U$$

Podemos melhorar a estabilidade do bloco, aplicando ao mesmo a força T de um tirante, o que significa aumentar a resultante das forças resistentes, conforme indicado na **Figura VI.4.2.2.**, aonde β é o ângulo vertical entre o tirante e o talude.

As componentes de T , introduzidas em (II), resultam na expressão geral de forças num bloco atirantado:

$$W \sin \psi + V - T \cos \beta = cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi \quad (III)$$

O Fator de Segurança FS, também conhecido como coeficiente de segurança é definido pela relação entre as forças resistentes e as forças que tendem a provocar o cisalhamento do bloco (favorecem o deslizamento do bloco).

Figura VI.4.2.1. Forças atuantes num bloco em equilíbrio (Hoek e Bray, 1997)

Figura VI.4.2.2. Equilíbrio de forças num bloco atirantado (Hoek e Bray,

No caso esquematizado, o fator de segurança do bloco pode ser considerado o fator de segurança do talude.

A partir de (III), obtemos o fator de segurança, definido pela expressão seguinte:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \psi + V - T \cos \beta} \quad (IV)$$

O fator de segurança utilizado varia em função do tipo de obra e do seu caráter transitório (caso de contenções provisórias) ou permanente.

Para escavações e contenções provisórias, pode-se usar FS em torno de 1,2 a 1,3.

Para obras definitivas, ele varia geralmente de 1,3 a 1,5, dependendo do tipo de projeto.

Muitas vezes, estão embutidos no fator de segurança utilizado, aspectos de incertezas dos projetistas, tanto em relação aos valores corretos dos parâmetros c e ϕ , como em relação ao peso da massa instabilizada. Além disso, pode haver perda da força T de protensão do tirante com o passar do tempo, por acomodação da rocha e redistribuição de tensões no maciço. Por essa razão, se usam Fatores de segurança teoricamente elevados, como 1,5, ou mais. Em maciços sob a influência de pressões elevadas de água, ou em solos plásticos, também se costuma usar FS elevado.

Para cada caso portanto, o fator de segurança a ser utilizado deverá levar em conta os parâmetros intervenientes na estabilidade e a confiança que se pode ter na representatividade dos seus valores, bem como o objetivos do projeto e o tipo de obra que se está analisando.

Será sempre conveniente o acompanhamento geológico-geotécnico executivo de uma obra de estabilização, fazendo se possível, novas amostragens durante as perfurações dos tirantes, aferindo os parâmetros utilizados e as premissas de projeto. Nunca podemos esquecer que, em maciços rochosos fraturados é preponderante a influência das juntas, conforme já comentamos em capítulo anterior. Nesses casos, o mapeamento das juntas deve ser considerado na compartimentação do maciço, orientando o projetista sobre eventuais ajustes.

Um monitoramento periódico posterior à execução da obra de contenção, através de instrumentação geomecânica, também é aconselhável. Isso foi feito na Rodovia dos Imigrantes, onde os muros principais contaram com a instalação de células de controle de carga em alguns tirantes, monitorando assim a variação da força T de atirantamento no passar do tempo.

VI.4.3. Altura X Inclinação

Para cada tipo de material, existe uma relação entre a altura máxima possível e o ângulo de inclinação do talude com o plano horizontal. O assunto foi estudado por vários autores interessados em conhecer essa relação altura X inclinação e estabelecer assim a condição crítica para a estabilidade do talude.

Na **Figura VI.4.3.1.**, estão esquematizados 5 casos típicos de rupturas em taludes, em diferentes materiais, cada qual com sua relação "altura X inclinação", para as condições seca e saturada. Estão representadas também as curvas de ruptura, em gráficos "tensão cisalhante X tensão normal", em cada caso.

Observando a figura, vemos que o primeiro caso, corresponde a uma situação teórica de um talude em rocha maciça intacta, com acamamento horizontal mas sem a influência de juntas, o qual se manteria estável mesmo com alturas enormes, da ordem de quilômetros. Isso se daria com inclinações de até 60° na condição saturada e de até 75° na condição seca. Trata-se evidentemente de uma situação teórica irreal.

No segundo caso, existe uma descontinuidade aberta até um determinado nível do maciço, condicionando a ruptura por cisalhamento a partir deste ponto. O talude se mantém estável com alturas consideráveis, de centenas de metros, para inclinação inferior a 35° na condição saturada e 45° na condição seca.

O terceiro caso, corresponde a um maciço onde existe um sistema predominante de descontinuidades cortando tangencialmente a superfície do talude, além de um outro sistema secundário, aproximadamente normal ao primeiro. A ruptura resultante é do tipo em degraus, sendo que a altura máxima estável tende ao infinito, para inclinação inferior a 45° na condição saturada, ou inferior a 52° na condição seca.

No quarto caso, representativo de maciço rochoso extremamente fraturado e em várias direções, a superfície de ruptura é aproximadamente circular. A estabilidade do talude se mostra mais desfavorável que nos casos anteriores, sendo considerado o valor zero para sua coesão, bem como valores variáveis para o ângulo de atrito do material, dependendo da posição considerada no maciço e da situação das tensões. Comparativamente, observamos que as alturas máximas estáveis para o talude são bem menores neste caso, mesmo considerando-se ângulos de inclinação bem inferiores.

T2920

Figura VI.4.3.1. Relação altura X inclinação de taludes para diferentes materiais (Hoek e Bray, 1997)

O quinto caso, representa ruptura num solo argiloso, condicionado por uma descontinuidade. A ruptura por cisalhamento se dá a partir da base da fratura, segundo uma superfície circular. A forma tem semelhança geométrica com o segundo caso, entretanto os valores de coesão e ângulo de atrito são bastante inferiores, bem como as alturas máximas estáveis para os mesmos ângulos de inclinação.

Pesquisando a influência dos parâmetros de estabilidade em taludes escavados em rochas duras, com padrão variado de descontinuidades, HOEK (1995) utilizou mais de uma centena de dados compilados por KLEY (1967) e ROSS-BROWN (1973), referentes a obras de escavação de minas, galerias, fundações de barragens, cortes rodoviários, etc. Elaborou um gráfico, relacionando altura X inclinação dos taludes, traçando a curva probabilística de estabilidade, conforme mostrado na **Figura VI.4.3.2.**

O autor atribue a diferença de comportamento entre os taludes (estáveis e instáveis), basicamente à influência das descontinuidades.

Figura VI.4.3.2. Altura X inclinação de taludes em rochas duras (Hoek, 1995)

VI.4.4. Critérios de Ruptura

Critérios de ruptura, constituem hipóteses elaboradas por diversos pesquisadores, na tentativa de prever quantitativamente as condições sob as quais um material sofre ruptura, quando submetido a um determinado regime de esforços.

No caso de um maciço de rocha ou solo, submetido a um determinado estado de tensões, significa estabelecer a sua condição de resistência limite, na qual se dá a ruptura ("ponto de ruptura").

Para entender melhor o comportamento de um material submetido a esforços e que vai deformando até o limite de ruptura, podemos observar dois casos típicos de ensaios esquematizados nas **Figuras VI.4.4.1. e VI.4.4.2.**

O primeiro caso, corresponde ao comportamento tensão X deformação de um material elásto-plástico. Os metais em geral tem esse comportamento, existindo um ponto de inflexão na curva ("yield point") correspondendo à mudança do regime elástico para o plástico. O regime plástico perdura até o limite de resistência do material, quando se dá a ruptura, caracterizada por uma queda brusca de tensão, permanecendo a deformação constante.

O segundo caso, corresponde ao comportamento apresentado por um material elástico. O ferro ou o vidro, tem esse tipo de comportamento, onde existe uma relação constante entre os incrementos da tensão e da deformação, resultando numa linha reta para o regime elástico, até atingir o ponto de ruptura.

Os materiais naturais constituintes de encostas e taludes (solos e rochas), normalmente apresentam comportamentos variando entre os dois tipos apresentados, isto é, nem são tão elásto-plásticos como os metais, nem tão elástico como o ferro ou o vidro. Sabemos ainda que, enquanto nos metais a resistência não varia com a pressão confinante, nos materiais ditos pétreos, a resistência aumenta com o confinamento (critério de Nouvier-Coulomb).

Entretanto, como neste tipo de estudo os maciços estão normalmente sob condições de baixa tensão confinante, eles muitas vezes apresentam comportamento mais próximo do segundo caso que do primeiro. Significa que, após o regime elástico, existe um ponto de inflexão para o regime plástico ("yield point"), quase imediatamente seguido da ruptura. A característica rúptil do material é portanto predominante, pois a ductibilidade é própria de condições de altas tensões em profundidade.

Figura VI.4.4.1. Curva tensão X deformação de material elasto-plástico(Hatcher Junior, 1995)

Figura VI.4.4.2. Curva tensão X deformação de material elástico (Hatcher Junior, 1995)

Diversos pesquisadores propuseram critérios de ruptura, desenvolvendo considerações e teorias a respeito (Griffith, Lundborg, Macclintock e Walsh, Barton, Hoek, Jaeger e Cook, entre outros). Os autores, de modo geral, levaram em conta as condições de tensão a que estão submetidos os materiais e suas aplicações a diferentes tipos de projetos, tanto em obras superficiais como subterrâneas. Para o estudo de estabilidade de taludes de solos e rochas, os critérios mais adequados se baseiam nas premissas estabelecidas por Coulomb e Mohr.

Coulomb, em 1773, descreveu as condições da ruptura ao cisalhamento em rochas, relacionando as tensões cisalhante e normal, atuantes num plano. Através de ensaios para alguns materiais, obteve uma linha reta, definida pela expressão (I) já discutida em VI.4.1., isto é:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (I)$$

Como sabemos, constitui a equação de uma reta com coeficiente angular $\tan \phi$, interceptando o eixo das ordenadas em c .

Esse critério, passou posteriormente a ser representado utilizando o círculo de Mohr, conforme mostrado na **Figura VI.4.4.3.**, passando a ser conhecido como critério de Mohr-Coulomb.

O material de coesão c e ângulo de atrito interno ϕ , representado pela reta r , está submetido ao estado de tensões σ_1 (tensão principal máxima) e σ_3 (tensão principal mínima) representado pelo círculo de Mohr e alcança sua condição de ruptura no ponto X. Esse ponto, como sabemos, representa o polo do próprio plano de ruptura, que faz ângulo de inclinação θ com a normal a σ_1 .

As coordenadas de X, constituem a expressão (V) abaixo e definem as componentes cisalhante e normal atuantes no material na condição de ruptura. Resultam de uma simples transformação da expressão geral (I) apresentada acima):

$$\begin{aligned} \tau &= 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \\ \sigma &= 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \end{aligned} \quad (V)$$

Mohr, a partir da conceituação de Coulomb, realizou uma série de ensaios, estabelecendo a envoltória de ruptura para diferentes materiais, conforme esquematizado na **Figura VI.4.4.4.** Verificou que na verdade a envoltória não é uma linha reta, conforme considerado por Coulomb, existindo um trecho médio reto significativo, mas também curvaturas côncavas voltadas para baixo nas extremidades. O ponto B da figura, representa a ruptura do material para o círculo de Mohr com centro em C

Figura VI.4.4.3. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Figura VI.4.4.4. Envolvória de Mohr

VI.4.5. Métodos de Análise

Existem diversos métodos, envolvendo conjuntos de processos, na tentativa de estabelecer um índice ou grandeza que permita avaliar o risco de ruptura de um talude ou encosta.

Esses métodos, podem ser divididos genericamente em analíticos, experimentais e observacionais, dependendo do enfoque considerado.

Os métodos analíticos, envolvendo a teoria de equilíbrio-limite e modelos matemáticos de tensão X deformação, tem sido bastante utilizados pelos projetistas, contando atualmente com o apoio de programas computacionais, conferindo-lhes bastante sofisticação. Devemos ressaltar entretanto, que nenhum método é melhor que os seus parâmetros de entrada, isto é, a qualidade e confiabilidade dos dados alimentadores desses programas (valores de coesão, ângulo de atrito, peso específico, pressão de fluidos, influência de descontinuidades, etc.) é que realmente determinam o bom resultado da análise. Além disso, qualquer que seja o método utilizado, deve ser precedido de uma caracterização geológico-geotécnica do talude em estudo.

Na **Tabela VI.4.5.1.**, são apresentados os principais métodos analíticos, com os tipos de ruptura considerados.

Os métodos analíticos convencionais ou determinísticos, ainda são os de uso mais frequente, levando em conta os diversos parâmetros que estão envolvidos no cálculo do fator de segurança FS.

Considerando que existem variabilidades básicas desses parâmetros, em relação a valores considerados médios para os diversos materiais, alguns autores procuraram desenvolver abordagens probabilísticas, utilizando valores de acordo com distribuições estatísticas. Uma dessas abordagens (GAMA, 1997), procura estabelecer o coeficiente de variação (Cv), que deve ser levado em conta, quando se cruzam os dados do fator de segurança (FS) com a probabilidade de colapso (Pc), conforme **Figura VI.4.5.1.**, em anexo.

O grau de segurança de um talude segundo o autor, deve ser considerado em termos probabilísticos, levando em conta o seu coeficiente de variação, qualquer que seja o valor do fator de segurança.

Tabela VI.4.5.1. Principais métodos analíticos de análise de estabilidade (IPT,1990)

MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE			
TIPO	NOME	GEOMETRIA DA RUPTURA	DINÂMICA DO PROCESSO
Equilíbrio limite	ESPIRAL LOGARÍTMICA	Rupturas Circulares	Não condicionado por estruturas reliquias
	TAYLOR		
	FFELI FINIS		
	BISHOP		
	SPENCER		
	TRIDIMENSIONAL		
	JAMBU		
Tensão/deformação	MORGESTERN e PRICE		
	ELEMENTOS FINITOS	Rupturas não Circulares	
	DIFERENÇAS FINITAS		
	MULTIBLOCOS		
Equilíbrio limite	PLANAR	1 plano	Conicionados por estruturas reliquias
	BIPLANAR, EM CUNHA	2 planos	
	MULTIPLANAR	Vários planos	
Tensão/deformação		Tombamento/ Queda de Blocos

Figura VI.4.5.1. Grau de segurança de um talude em termos probabilísticos (Gama,1997)

Os métodos experimentais, empregando modelos físicos em diferentes escalas, tem sido usados em laboratórios, minas e canteiros de obras e, embora de uso mais restrito, por envolver custos mais elevados que os anteriormente descritos, tem a vantagem de reproduzir com maior realismo as condições dos maciços naturais.

Os métodos observacionais, são assim chamados por envolver a experiência acumulada na análise de rupturas anteriores, em condições semelhantes ou correlacionáveis com o caso em estudo.

Dentre eles se destacam as retroanálises, que partindo da situação do talude rompido, procuram ajustar os parâmetros de estabilidade, através de tentativas de chegar ao Fator de segurança 1,0, que define a condição limite de ruptura. Tendo em vista que o ângulo de atrito normalmente tem valores mais conhecidos e apresenta menor dispersão, geralmente ele é pré-fixado, chegando-se ao valor da coesão por decorrência.

Um método que pode ser classificado como analítico-observacional é o da projeção estereográfica, muito importante na análise de taludes rochosos fraturados e até mesmo para alguns taludes em solo saprolítico. Desde que existam estruturas geológicas descontínuas marcantes (fraturas, juntas, falhas, xistossidades, acamamentos, etc.), esse método pode ser empregado com sucesso. Ele é muito útil para o geólogo que domina essa técnica, tendo como base o levantamento detalhado de campo das estruturas existentes no talude. Deve-se também escolher um valor adequado para o ângulo de atrito do material, o que não costuma ser problemático, sendo geralmente um dado disponível.

Por esse método, podemos analisar a possibilidade de ocorrência de rupturas planares num talude, face às suas descontinuidades. Exemplificando, podemos observar algumas situações apresentadas na **Figura VI.4.5.2**.

Figura VI.4.5.2. Análise de rupturas planas em projeção estereográfica (Hoek e Bray, 1997)

Embora a figura apresentada seja de certa forma auto-explicativa, podemos frisar os seguintes aspectos:

Caso a: Os planos de descontinuidades A e B, são representados pelas suas projeções ciclográficas e se interceptam segundo uma reta ("plunge"), a qual determina a direção do escorregamento.

A condição de escorregamento é que o "plunge" da reta-intersecção, seja menor que o ângulo de inclinação do talude, medido no rumo do escorregamento.

Caso b: É uma reprodução do caso a, no qual é introduzido o ângulo de atrito interno do talude, representado por um círculo. A condição de ruptura está representada na projeção, pelo posicionamento da reta-intersecção AB, dentro da zona achurada.

Caso c: Corresponde a uma outra representação do caso b. Os planos A e B, estão neste caso representados pelos seus polos. Existe um plano que contem esses dois polos e, a 90^0 do mesmo, está a reta-intersecção AB, dentro da zona instável achurada, reproduzindo o caso anterior.

Caso d: Neste caso estão representadas as concentrações de polos de 4 famílias de descontinuidades. As concentrações máximas, definem os polos dos planos médios 1, 2, 3 e 4 dessas famílias. As retas-intersecções 12 e 23, dentro da zona instável achurada, representam condições de ruptura, não havendo risco para a intersecção 13, nem para as intersecções que envolvem o plano 4.

CAPÍTULO VII

CONDICIONANTES LOCAIS DE ESTABILIDADE

VII.1. PERFIL DE ALTERAÇÃO E PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

Um modelo do perfil de alteração de rochas metamórficas em regiões serranas, foi elaborado por PASTORE, 1995, conforme apresentado na **Figura VII.1.1.**

O modelo, com algumas ressalvas, pode ser aplicado à Serra de Cubatão, onde os horizontes nem sempre estão bem individualizados, sendo suas espessuras variáveis, além dos valores indicados. Na **Figura VII.1.2.**, apresentamos um perfil de alteração numa das seções das fundações de um viaduto da Rodovia dos Imigrantes, elaborada de acordo com uma sistemática estabelecida para o acompanhamento geológico-geotécnico da obra.

Devemos entender coluvião, como um termo genérico para designar os solos e materiais transportados por gravidade que recobrem as encostas e se encontram sujeitos a mecanismos de movimentação geralmente por rastejo. Nessa concepção, englobam tanto os solos coluviais delgados e cobrindo grandes extensões, aos quais já nos temos referido algumas vezes, como os talús bem mais espessos, confinados às depressões do embasamento e sopés de encostas.

O termo solo coluvionar é usado por alguns autores, correlacionado com coluvião. Em alguns relatórios técnicos, entretanto, temos encontramos solo coluvionar e solo coluvial sendo usados indistintamente.

Os solos coluviais comumente tem espessura da ordem de 0,5 a 1,5m como indicado na figura, podendo atingir localmente 4 a 5m. Conforme já foi comentado anteriormente, eles sofrem periodicamente escorregamentos em épocas chuvosas, podendo produzir "corridas de lama" e provocando o aparecimento de extensas cicatrizes na vegetação. As argilas lateríticas são de ocorrência bem restrita na área.

Os talús tem grande importância do ponto de vista da estabilidade, por constituírem grandes massas localizadas e depositadas em condições frequentemente instáveis. Formam zonas bem marcadas no mapa geológico (Figura III.1.1.1.), algumas das quais tem sido alvo de ocupações humanas desordenadas através dos anos, assunto que será comentado no Capítulo VIII. Suas espessuras são bastante variáveis, podendo atingir valores máximos superiores a 22m, conforme observado nas escavações para as fundações do viaduto VA-20, da Rodovia dos Imigrantes, na transposição do Rio Cubatão (MACHADO FILHO, 1974).

Figura VII.1.1. Perfil de alteração típico de rochas metamórficas em região de serra (Pastore, 1995)

Figura VII.1.2. Perfil de alteração na região do viaduto VA-16 da Rodovia dos Imigrantes (Machado Filho, 1974)

O solo saprolítico, prevalece entre os solos residuais, tendo como característica a preservação de estruturas reliquias (chamadas macroestruturas de solos por alguns autores), do tipo xistosidades, bandamentos e gnaissificação. Sua espessura é bastante grande nas cotas mais elevadas junto à borda do Planalto Paulistano, onde atinge várias dezenas de metros, decrescendo progressivamente à medida que se desce a escarpa. Abaixo da cota 300m, sua espessura está geralmente reduzida a alguns metros, sendo comum o afloramento de rocha sã nos talwegues e à meia encosta.

O horizonte de rocha alterada, geralmente é um saprolito com estruturas geológicas marcantes (xistosidade, bandamentos, gnaissificações, clivagens. etc), possuindo espessuras muito variáveis, geralmente superiores a 5m, podendo atingir mais de 20m, conforme constatado nas escavações das fundações de viadutos no trecho da serra. Como regra geral, a sua espessura decresce com a diminuição da altitude, tal como acontece para o solo saprolítico.

Os parâmetros de estabilidade c e ϕ , foram pesquisados pelo IPT e relatados por WOLLE (1988), para o solo coluvionar e solo saprolítico. A pesquisa constou de amostragem e ensaios de 17 blocos indeformados, extraídos de encostas das regiões dos túneis TA-6 e TA-7, da Rodovia dos Imigrantes e de talus de região vizinha. Constatou que existe grande variabilidade nos resultados e que ocorre nítida perda de resistência dos solos com a saturação (**Tabela VII.1.1**). Considerando todos os pontos obtidos nos ensaios citados, foram admitidos os valores médios, conforme **Tabela VII.1.2**. Como valores médios dos pesos específicos naturais, foram adotados $14,3 \text{ kN/m}^3$ para o solo coluvionar e $18,0 \text{ kN/m}^3$ para o solo saprolítico. Em nova campanha de ensaios, posteriormente, nas encostas dos túneis TA-4 e TA-5 da mesma rodovia, o IPT encontrou valores bastante semelhantes aos acima mencionados.

Para os horizontes de rocha alterada e rocha sã, os parâmetros variam em função do local considerado e não temos dados precisos para apresentar. Sabemos que, para esses horizontes, a coesão varia basicamente em função do grau de fraturamento e, por essa razão, em certos casos, deve ser considerada bastante baixa ou próxima de zero. Quanto ao ângulo de atrito interno, embora menos sensível que a coesão, também varia com o fraturamento da rocha. Geralmente pode ser considerado entre 35° e 45° .

Tabela VII.1.1. Resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras das encostas próximas aos túneis TA-6 e TA-7, da Rodovia dos Imigrantes (IPT, 1976, apud Wolle, 1988)

SOLO ENSAIADO	ENSAIOS COM UMIDADE NATURAL				ENSAIOS INUNDADOS			
	C _{min} (kPa)	C _{max} (kPa)	ϕ_{min}	ϕ_{max}	C' _{min} (kPa)	C' _{max} (kPa)	ϕ'_{min}	ϕ'_{max}
SOLO COLUVIONAR	2,0 (p/ $\phi=29^\circ$)	14,0 (p/ $\phi=30^\circ$)	29° (p/ C=2)	40° (p/ C=10)	0 (p/ $\phi=39^\circ$)	6,0 (p/ $\phi=36^\circ$)	26° (p/ C'=4)	40° (p/ C'=0)
SOLO SA- PROLÍTICO	8,0 (p/ $\phi=45^\circ$)	50,0 (p/ $\phi=32^\circ$)	22 p/ C=17)	45 (p/ C=20)	0 (p/ $\phi=34^\circ$)	30,0 (p/ $\phi=32^\circ$)	22 (p/C'17)	45 (p/ C'=0)

Tabela VII.1.2. Parâmetros médios de resistência ao cisalhamento dos solos (IPT, 1976, apud Wolle, 1988)

TIPO DE SOLO	SOLO COM UMIDADE NATURAL		SOLO INUNDADO	
	C (kPa)	ϕ	C' (kPa)	ϕ
SOLO COLUVIONAR	6,0	34°	1,0	34°
SOLO SAPROLÍTICO	12,0	45°	4,0	39°

VII.2. COMPARTIMENTAÇÃO DA ÁREA

Existe uma compartimentação natural da área da pesquisa, determinada pela geomorfologia, conforme discutimos no Capítulo IV.

São bastante nítidas as diferenças de relevo, padrão de drenagem, vegetação, tipos de solos, perfil de alteração, etc, entre as províncias do Planalto Paulistano, Serra de Cubatão e Planície Costeira.

Essas diferenças, resultam em comportamentos também diferentes quanto à estabilidade dos taludes e encostas que, no trecho serrano, que constitui objeto principal de nosso trabalho, apresentam-se em condições precárias, quando não críticas. É nesse trecho que ocorrem de forma acentuada, os movimentos de massa, representados tanto pelos escorregamentos generalizados e/ou localizados, como pelos movimentos lentos de rastejo, já anteriormente abordados.

Baseados no estudo de distribuição dos lineamentos estruturais, visíveis em fotografias aéreas e imagens de satélite, procuramos estabelecer possíveis domínios diferenciados, conforme analisado em III.2.

Inicialmente, estudamos essa distribuição em duas das províncias geomorfológicas mencionadas, as quais apresentam visualmente, padrões distintos - planalto e serra. Quanto à planície, não apresenta essas estruturas visíveis.

Comparando os resultados dos gráficos de distribuição de frequências dos lineamentos no planalto e na serra, verificamos, com alguma surpresa, que eram bastante semelhantes (Figuras III.2.2.2. e III.2.2.3.).

Fizemos outras tentativas, com base no padrão aparente dos lineamentos, com resultados semelhantes.

Uma das tentativas entretanto, se mostrou interessante, resultando na separação nas áreas A e B, delimitadas no mapa da Figura III.2.2.1. (gráficos nas Figuras III.2.2.4. e III.2.2.5.).

Na área A, a direção principal dos fotolineamentos é N 55° (concordante com as grandes estruturas regionais) e a direção secundária é N 145°. Na área B, ocorre uma inversão, sendo a direção principal N 140° e a secundária N 55°.

Assim sendo, na área A, as estruturas principais acompanham a linha geral da escarpa, interceptando a direção preferencial das drenagens, enquanto na área B, as estruturas principais são normais à linha da escarpa e concordantes com a direção preferencial das drenagens.

Do ponto de vista da influência das drenagens na estabilidade das encostas, significa que as áreas A e B, possuem, condições diferenciadas.

Na área A, a tendência é a pressão hidráulica, incidindo diretamente sobre a face do plano principal de descontinuidades, favorecer seu deslocamento, instabilizando pontos do maciço. Já na área B, a tendência é o agravamento da ação erosiva com ravinamentos ao longo das drenagens principais, entalhadas segundo a linha de maior declive da escarpa.

A delimitação das área A e B, orientou a seleção dos 5 pontos escolhidos para detalhamento de campo: 2 locais na Área A e 3 locais na Área B, cujos resultados foram apresentados nas Figuras III.2.3.1 a III.2.3.5. ; Figuras III.2.4.1. a III.2.4.5.; Tabela III.2.4.1. Esses resultados foram analisados no capítulo correspondente.

Verifica-se que, cada caso, apresenta peculiaridades locais, indicando a necessidade de estudo detalhado de cada situação nas análises de estabilidade.

De modo geral entretanto, os levantamentos indicaram (com exceção do ponto B1), uma direção marcante de descontinuidades entre N 45° a N 60°, mergulhando 50° a 85° para NW, com forte condicionamento da foliação.

VII.3. MODELOS DE INSTABILIZAÇÃO

Os escorregamentos mais comuns, são os translacionais, afetando os solos coluviais. Ocorrem tanto isoladamente, como de forma generalizada nos anos de chuvas intensas e concentradas.

A **Figura VII.3.1.**, ilustra um desses escorregamentos, podendo ser tomada como um modelo genérico para os mesmos.

Conforme já mencionamos, são de espessura delgada, afetando grandes extensões e provocando cicatrizes lineares na paisagem (**Fotografia VII.3.1.**).

O mecanismo de instabilização mais comum nesse caso, pode ser descrito resumidamente da seguinte maneira:

- O solo coluvial, vai perdendo resistência ao cisalhamento na época chuvosa, à medida que a saturação d'água provoca a diminuição de sua coesão aparente;
- Alcançado o limite de ruptura, inicia-se o deslocamento da massa ao longo da superfície de contacto com o solo saprolítico ou o saprólito, que lhe são subjacentes e tem maior resistência;
- No início dessa movimentação, a massa pode apresentar um aspecto de "estufamento", conforme já tivemos oportunidade de observar visualmente no campo;
- O deslocamento da massa provoca então o aparecimento de fendas de tração na sua parte superior, as quais vão irromper na superfície do talude, no ponto de menor resistência.

Frequentemente, temos encontrado partes do substrato saprolítico, arrastadas durante o escorregamento (**Fotografia VII.3.2.**).

Já mencionamos que movimentos lentos de rastejo, instabilizam tanto os horizontes superficiais como os horizontes rochosos mais profundos, podendo atingir dezenas de metros de profundidade.

Entretanto, não temos um modelo geral para apresentar, já que as características são muito variadas, dependendo de cada situação.

Nos solos superficiais e no tálus, a massa movimentada, lenta e continuamente, pode se comportar plasticamente, não havendo superfície de ruptura definida.

As rupturas planares, condicionadas por discontinuidades, constituem casos localizados que afetaram vários taludes rodoviários, tanto na fase construtiva, como na fase operacional, nas Via Anchieta, Caminho do Mar e estradas de serviço do sistema Anchieta-Imigrantes.

Cada caso, merece um estudo especial, com cuidadoso levantamento das discontinuidades, estabelecendo os planos preponderantes no mecanismo de ruptura. Conforme abordado anteriormente, quando os planos das discontinuidades tem mergulho superior ao ângulo de atrito do material e interceptam a superfície do talude tangencialmente, estão estabelecidas as condições para ocorrência de ruptura.

Por vezes, o maciço rochoso pode estar extremamente fraturado, com planos em várias direções, resultando numa distribuição aproximadamente homogênea das discontinuidades. Escorregamentos nesse caso, assemelham-se ao tipo rotacional.

Escorregamentos de tálus, por vezes são translacionais, assemelhando-se aos solos coluviais e por vezes, obedecem a um padrão rotacional, como o ocorrido na Cota 95 da Via Anchieta, que será comentado posteriormente.

Não existe um padrão aplicável a todos os depósitos de tálus, os quais diferem pela espessura, composição, inclinação saturação, etc. Sabe-se entretanto, que a intervenção humana, realizando cortes, ou criando sobrecargas nos tálus, em várias oportunidades provocou sua ruptura. Exemplos são conhecidos na Via Anchieta (Cotas 500, 400, 200, 95) e na estrada de serviço da Rodovia dos Imigrantes (regiões dos VA-19, VA-20 e VA-21).

Figura VII.3.1. Instabilização em solo coluvionar (Wolle, 1988)

Fotografia VII.3.1. Escorregamentos translacionais na Serra de Cubatão.

Fotografia VII.3.2. Escorregamento de solo coluvial
arrastando o substrato saprolítico

VII.4. TIPOS DE TRATAMENTOS E CONTENÇÕES UTILIZADOS

VII.4.1. Considerações Gerais e Principais Tipos

A área da pesquisa é cortada por algumas rodovias e uma ferrovia, as quais, desde as épocas de suas construções, sofreram problemas com instabilizações de encostas, tendo que adotar diversas soluções para os tratamentos e contenções.

Sendo o trecho serrano o que apresenta condições mais problemáticas quanto à estabilidade é nele que se encontram a quase totalidade das obras de contenção, ao longo da ferrovia ex-FEPASA e das rodovias Anchieta, Imigrantes e Caminho do Mar.

Os tipos de tratamentos utilizados, variaram bastante ao longo do tempo, refletindo a tecnologia disponível em cada época. Verifica-se, por exemplo, que no Caminho do Mar, bem como em locais da ferrovia e da Via Anchieta, foram executadas obras mais artesanais, como muros de pedras da região, procurando uma conformação com a paisagem local. Ainda hoje, muitas dessas obras apresentam-se em excelente estado, passado quase um século de sua execução.

A Rodovia dos Imigrantes, por ser mais recente e também devido às características arrojadas de seu projeto, incorporou novas tecnologias na sua construção, incluindo as relativas ao tratamento e contenção de encostas e taludes.

"Convém lembrar, nessa altura das ponderações, que são os cuidados com a manutenção das obras mais simples de drenagem superficial (canaletas de drenagem, bueiros e descidas d'água), que determinam sua boa performance e durabilidade, bem como das demais obras (muros e cortinas, revestimentos superficiais, tratamentos vegetais, etc.), as quais não devem receber o impacto direto das enxurradas durante as chuvas".

A maioria das técnicas utilizadas nos tratamentos e contenções, podem ser englobadas nos tipos principais seguintes:

- Muros atirantados
- Estacas-raiz
- Gabião e "crib-wall"
- Anéis de proteção em viadutos
- Muros de concreto
- Muros de pedra

- Gunita e concreto projetado
- Chumbadores
- Revestimento betuminoso
- Canaletas, bueiros e descidas d'água
- Drenos profundos
- Tratamento vegetal

Obras executadas em vários locais, exigiram a utilização conjunta de dois ou mais dos tipos citados, tendo em vista as características do projeto. Em todos os casos, verificou-se a importância fundamental da drenagem superficial, já que a região possui alto índice pluviométrico, havendo ao final de cada obra, recomendações para a reconstituição da vegetação afetada.

Os quatro primeiros tipos citados, serão tratados na sequência, em itens separados, por se tratarem de obras geralmente de grande porte, que foram utilizadas na solução de problemas mais graves e/ou complexos.

Quanto aos demais tipos, serão descritos de forma sucinta, a seguir.

Propositadamente, evitaremos detalhar a metodologia executiva dos vários tipos abordados, por fugir ao escopo deste trabalho.

As fotografias apresentadas, se não houver menção da fonte, foram tiradas pelo autor, em diferentes datas, a partir de 1974.

Muros de concreto.

Foram utilizado como arrimo em cortes e alguns aterros, em locais da Via Anchieta, funcionando como "muros de gravidade", que como sabemos é uma estrutura rígida que atua pelo próprio peso.

Nas estradas de serviço da Rodovia dos Imigrantes, foram empregados em vários cortes em material rochoso fraturado, com a função de arrimo e de revestimento, evitando seu desconfinamento e relaxamento gradual, o que levaria à ruptura (**Fotografia VII.4.1.1.**). Na fotografia, além do muro de concreto no talude interno, podemos observar um muro atirantado na parte à juzante, suportando a plataforma estradal.

Muros de pedra

Essas construções, bastante artesanais, foram executadas através de trabalhos demorados e cuidadosos, utilizando pedras da região.

São encontrados especialmente no Caminho do Mar, inaugurado em 1913 e em alguns pontos da Via Anchieta, inaugurada em 1947. Podem funcionar como

muros de arrimo de encostas e taludes, ou como muros laterais de galerias e escadas hidráulica, conforme mostrado na **Fotografia VII.4.1.2.**

Gunita e concreto projetado.

Esse tipo de revestimento é aplicado através de bombas, por jateamento com alta pressão, formando uma camada superficial muito resistente, perfeitamente aderente à parede da encosta, acompanhando todas as suas irregularidades, preenchendo pequenas cavidades e vazios. O termo concreto projetado é mais genérico, sendo gunita utilizado para o concreto mais fluido, com agregado fino. (**Fotografia VII.4.1.3).**

O concreto projetado tem importante utilização como contenção provisória de taludes subterrâneos (também chamado suporte temporário), sendo aplicado imediatamente após a escavação de uma seção de túnel, evitando a relaxação da rocha. Esse método foi desenvolvido pelos austríacos na metade do século, sendo utilizado na Rodovia dos Imigrantes.

Chumbadores.

Esse tipo foi usado em certas zonas superficialmente instáveis, geralmente associado à colocação de tela protetora de aço galvanizado, para evitar a queda de blocos instáveis e material solto sobre a estrada (**Fotografia VII.4.1.4.**).

Os chumbadores são constituídos de vergalhões de aço, com diâmetro variável entre $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ de polegada e comprimentos de 2 a 5m. São providos de uma rosca na sua extremidade externa, junto ao talude, onde se adapta uma placa ou cabeça, a qual é pressionada pelo rosqueamento de uma porca. Funciona com um tirante de pequena capacidade de carga

Retaludamento.

Foi usado em taludes de solos ou tálus, que por se mostrarem instáveis ou já terem se rompido, necessitaram de modificações na sua geometria.

Um exemplo desse trabalho foi executado no tálus na cota 95 da Via Anchieta, onde ocorreu ruptura do talude provocando alteamento da pista. A solução, englobando retaludamento, suavizou a inclinação do corte, introduzindo novas banquetas e bermas de equilíbrio. Esse caso será tratado posteriormente, ao discutirmos os "Bairros-Cota".

Revestimento betuminoso.

Como o nome indica, constitui a aplicação de uma camada superficial de material betuminoso, visando a impermeabilização do talude contra as águas de infiltração das chuvas.

Esse tipo de tratamento, que também será exemplificado posteriormente, exige manutenção periódica, devendo estar sempre associado a obras de drenagem superficial e profunda.

Fotografia VII.4.1.1. Muro de concreto em corte da estrada de serviço da Rodovia dos Imigrantes. A juzante, muro atirantado

Fotografia VII.4.1.2. Muros de pedra fazendo parte de galeria e escada hidráulica

Fotografia VII.4.1.3. Concreto projetado em zona de emboque de túnel.
Janela de serviço do TA-9, Rodovia dos Imigrantes

Fotografia VII.4.1.4. Encosta protegida com chumbadores e tela metálica

Canaletas, bueiros e descidas d'água.

São obras de drenagem superficial de uso corrente, que juntamente com galerias, caixas de captação e escadas hidráulicas, são fundamentais para o disciplinamento do escoamento das águas pluviais (**Fotografia VII.4.1.5.**).

Como já foi mencionado anteriormente, a sua boa manutenção evita a ocorrência de concentrações de água, as quais podem acarretar erosões localizadas dando início a processos de instabilização.

Drenos profundos.

Foram largamente empregados, especialmente em zonas de tálus, com o objetivo principal de aliviar as pressões capilares resultantes da existência de aquíferos confinados (casos da cota 500 e 400 da Via Anchieta e vários pontos da Rodovia dos Imigrantes). Suas vazões variam muito, dependendo do local, podendo atingir alguns litros por minuto (**Fotografia VII.4.1.6.**). São construídos com tubos perfurados de PVC com diâmetro de 2½ a 4 polegadas, envolvidos por tela de nylon ou manta Bidim, sendo o comprimento muito variável, geralmente entre 12 e 25m, mas em alguns casos alcançando mais de 35m.

Tratamentos vegetais.

São empregados via de regra como complementação e acabamento de um projeto de contenção, reconstituindo a flora afetada durante a execução da obra.

A vegetação, como já foi discutido anteriormente, possui um papel efetivo no travamento dos solos e na distribuição das águas de infiltração.

Uma modalidade interessante de tratamento vegetal, conhecida como "cordões vegetais", foi utilizada em encostas de solos, como ilustrado nas **Fotografias VII.4.1.7. e VII.4.1.8.** Os cordões, constituídos de bambu, formam linhas paralelas proeminentes, acompanhando as curvas de nível do terreno, entre as quais a vegetação rasteira tem melhores condições para se fixar.

Fotografia VII.4.1.5. Drenagem superficial – escada hidráulica

Fotografia VII.4.1.6. Drenos tubulares profundos em região de tálus

Fotografia VII.4.1.7. Cordões vegetais em encosta sobre emboque de túnel

Fotografia VII.4.1.8. Cordões vegetais em encosta de estrada de serviço

VII.4.2. Muros atirantados.

Esses muros foram executados sistematicamente durante a construção da Rodovia dos Imigrantes, existindo também em alguns pontos das outras rodovias e na ferrovia.

Na Imigrantes, eles são de 3 tipos, conforme ilustrado na **Figura VII.4.2.1.**

O tipo contínuo, já foi mostrado anteriormente na Fotografia VII.4.1.1.

Os muros de placas retangulares e sapatas isoladas, aparecem em seguida, nas **Fotografias VII.4.2.1. e VII.4.2.2.**

Além dos muros, foram também executados tirantes com sapatas protendidas isoladas e acompanhando a morfologia do terreno, como exemplificado na **Fotografia VII.4.2.3.**

Os muros e as sapatas isoladas, tem sido chamados indistintamente de cortinas atirantadas ou cortinas protendidas. Seu funcionamento está baseado na contenção da massa de terreno instável e sujeita a escorregamento (que vai da superfície do talude até a provável superfície de ruptura), pela protensão introduzida pelos tirantes, conforme exposto resumidamente a seguir.

O tirante como sabemos é constituído basicamente de 3 partes:

- 1a. Cabeça de cravação. É sua parte externa, geralmente revestida por concreto e visível junto à parede da cortina. Funciona como "a cabeça de um parafuso".
- 2a. Trecho livre. É o trecho que vai ser tensionado e que quando o tirante está instalado, vai da face do talude, até ultrapassar um pouco a linha da provável superfície de ruptura, no interior do maciço.
- 3a. Trecho de ancoragem. É o trecho na extremidade interna do tirante, que fica ancorado ao maciço estável, através de calda de cimento (nos casos exemplificados).

O tirante é montado fora e introduzido no maciço, através de um furo, executado em diâmetro adequado, atravessando cortina+talude e penetrando até a profundidade prevista, conforme as especificações de projeto.

Uma vez ancorado, vem a fase de protensão do tirante, que é realizada através de um macaco hidráulico acoplado à sua extremidade externa (onde ficará a cabeça de cravação), junto à face da cortina. Durante esta fase o tirante é tensionado no seu trecho livre, fazendo com que essa tensão seja transmitida ao trecho de ancoragem, resultando assim numa zona de terreno comprimida entre a parede da cortina e o ponto de ancoragem (**Fotografias VII.4.2.4. a VII.4.2.7.**).

Os tirantes mais utilizados na Rodovia dos Imigrantes, foram os de 12 fios de aço, com diâmetros de 7mm e 8mm, para cargas de trabalho respectivamente de 29 e 38 toneladas, com coeficiente de segurança de 2,0 (MACHADO FILHO, 1976).

Seus comprimentos variaram bastante, em função da necessidade de cada local, geralmente entre 12 e 25m, totalizando nessa rodovia, algumas dezenas de milhares de metros executados.

TIPO 1: Muro atirantado contínuo
 TIPO 2: Muro de placas retangulares
 TIPO 3: Muro de sapatas isoladas

Figura VII.4.2.1. Tipos de muros atirantados na Rodovia dos Imigrantes

Fotografia VII.4.2.1. Muro atirantado de placas retangulares na Rodovia dos Imigrantes

Fotografia VII.4.2.2. Muro de sapatas atirantadas

Fotografia VII.4.2.3. Sapatas atirantadas reforçando zona de fundação de viaduto, na Rodovia dos Imigrantes

Fotografia VII.4.2.4. Tirante de 12 fios de aço, em fase de montagem

Fotografia VII.4.2.5. Sapata de concreto, com tirante posicionado

Fotografia VII.4.2.6. Tirante já protendido, com a cabeça de cravação

Fotografia VII.4.2.7. Sapata terminada, com a cabeça do tirante revestida

VII.4.3. Estacas-raiz.

Esse tipo de tratamento, conhecido na Itália como "pali radice", foi trazido ao Brasil por um consórcio ítalo-brasileiro, para contenção de encostas da Rodovia dos Imigrantes, em locais considerados críticos, onde não se desejava introduzir novas tensões no maciço, como ocorre com as cortinas atirantadas.

As estacas-raiz são executadas para formar uma estrutura reticulada, atravessando toda a zona instável do terreno, até ultrapassar a linha da provável superfície de ruptura. Constituem portanto, uma armadura, solidarizando todas as partes do maciço, o qual passa a ter o comportamento de um monólito, com todas as tensões internas igualmente distribuídas (**Figura VII.4.3.1. e Fotografias VII.4.3.1. e VII.4.3.2.**).

São estacas de pequeno diâmetro (foram usadas de 10mm), armadas com um vergalhão de aço e moldadas no local, executadas de 3 em 3, com diferentes inclinações partindo de um mesmo ponto, onde são providas de uma cabeça comum. Essas cabeças são unidas em linhas, formando vigas de concreto armado na superfície, acompanhando a morfologia da encosta. Entre as vigas é presa uma tela de aço galvanizado, para impedir a queda de blocos.

Essa metodologia foi usada para reforçar algumas regiões rochosas alteradas e fraturadas junto ao emboques de túneis, bem como em áreas muito problemáticas, nas vizinhanças de tubulões de viadutos.

Figura VII.4.3.1. Contenção de encosta com estacas-raiz.
(Hessing, 1976)

Fotografia VII.4.3.1. Estacas-raiz em encosta a montante de emboque de túnel, na Rodovia dos Imigrantes

Fotografia VII.4.3.2. Estacas-raiz reforçando encosta em zona de fundação de viaduto, na Rodovia dos Imigrantes

VII.4.4. Gabião e "crib-wall".

Gabião é um termo usual, proveniente de "gavione" em italiano e que designa células com diversas formas e dimensões (caixa, cilindro, colchão, etc.), construídas com tela de arame galvanizado trançado, de diâmetro 2,5 a 3,0mm. Essas células, são preenchidas por material rochoso, formando estruturas de arrimo permeáveis e flexíveis que podem acompanhar e absorver deformações do terreno. São situações onde estruturas rígidas, como muros de concreto, não poderiam ser utilizadas. Gabião tipo caixa, também conhecido por gaiola, está exemplificado nas **Figura VII.4.4.1. A Fotografia VII.4.4.1.**, ilustra a utilização de gabões tipo caixa (nos muros laterais) e tipo colchão (no leito), em canal de drenagem.

Apesar de ser uma estrutura flexível, o gabião não prescinde de uma fundação adequada, na qual não ocorra recalque excessivo, pois do contrário terá sua função bastante prejudicada.

Outra modalidade de contenção, mais pesada e muito eficiente é o "crib-wall", que foi usado usado como muro de arrimo e fundação, em vários trechos das estradas de serviço da Rodovia dos Imigrantes, suportando tráfego intenso de caminhões fora-de-estrada. O termo "crib-wall", não tem um correspondente adequado em português, designando muros ou paredes formadas por células articuladas, montadas com peças pré-fabricadas de concreto armado, com a forma de barras ou hastes. Essas células, são preenchidas por material granular rochoso (**Fotografia VII.4.4.2.**).

O "crib-wall", foi usado em fileiras simples ou dupla, nas situações mencionadas, estando ainda hoje em boas condições. Sendo uma estrutura pesada, exige melhor fundação que o gabião. Por ser articulado, permite a absorção de pequenas deformações do terreno, não tendo porém a flexibilidade do gabião.

A: armadura de gaiola simples

B: gaiola tripla preenchida

Figura VII.4.4.1. Gabião tipo caixa ou gaiola.
(Maccaferri, 1979)

Fotografia VII.4.4.1. Canal de drenagem construído com muros e colchão de gabiões, na estrada de serviço.

Fotografia VII.4.4.2. Estrada de serviço no trecho da serra, construída sobre "crib-wall"

VII.4.5. Anéis de proteção em viadutos.

Foi uma solução adotada nas zonas de tálus atravessadas pelos viadutos VA-19 e VA-20 da Rodovia dos Imigrantes.

O VA-19, com 1920m de comprimento, tem cerca de 40% de seu desenvolvimento numa zona de tálus com espessura variando de 6 a 12m. O VA-20, com 1070m, tem 25% de seu desenvolvimento em outra zona de tálus, bem mais espesso, geralmente com mais de 10m, alcançando 22m junto à margem do rio Cubatão.

Embora conhecidos por anéis de proteção, essas estruturas constituem na verdade, camisas cilíndricas de concreto armado, envolvendo os tubulões dos viadutos, na sua seção escavada em tálus. Entre a parede interna do anel e a parede externa do tubulão, permanece um espaço anelar vazio (**Figura VII.4.5.1.** e **Fotografia VII.4.5.1.**). Na fotografia, existem também muros de gabião, com a função de impedir que material superficial possa deslizar e cair dentro do espaço vazio do anel.

Partindo da premissa de que o tálus é uma formação geológica potencialmente instável e sujeita a movimentação, o anel foi concebido para se deslocar junto com o tálus, sem entretanto deixar que essa massa encoste no tubulão. Assim sendo, o mesmo fica preservado de qualquer empuxo, que de outra forma teria efeito cisalhante na estrutura do viaduto.

Não sendo bem conhecidas as condições e velocidades dessa movimentação, admitiu-se que o anel, tal como foi construído, poderia funcionar perfeitamente por cerca de 15 anos, após os quais, a sua aproximação dos tubulões exigiria a construção de novo anel circundante.

O movimento de deslocamento dos anéis, em relação aos tubulões, tem sido monitorado desde 1974 e, até março de 2000, não havia surgido a necessidade de novas construções desse tipo, mostrando que o movimento desses tálus é bastante lento, sabendo-se que se encontra praticamente estabilizado em vários pontos.

**FUNDAÇÃO DE TUBULÕES
NA REGIÃO DOS
VA-19 E VA-20**

COM ANÉIS DE PROTEÇÃO
NA CAMADA DE TÁLUS

Figura VII.4.5.1. Seção geológica esquemática em região de tálus, com anéis de proteção. (Machado Filho, 1974)

Fotografia VII.4.5.1. Anéis de proteção em viaduto da Rodovia dos Imigrantes

CAPÍTULO VIII

EXEMPLOS HISTÓRICOS DE INSTABILIZAÇÕES NA ÁREA.

VIII.1. OS BAIRROS-COTA DA VIA ANCHIETA

Os "Bairros-Cota" da Via Anchieta, constituem um dos casos brasileiros mais notáveis de ocupação humana em encostas instáveis (MACHADO FILHO, 1984).

A história da ocupação remonta ao ano de 1938, com o início da construção da Via Anchieta, rodovia que corta o Parque Estadual da Serra do Mar, época em que foram estabelecidos os primeiros acampamentos de obras, os quais se transformaram posteriormente em moradias para as famílias dos trabalhadores que permaneceram fazendo a manutenção da rodovia.

Com a abertura ao tráfego da primeira pista da Via Anchieta em 1947, populações de baixa renda, aproveitando-se desses aglomerados iniciais, passaram a invadir as áreas vizinhas. O processo ganhou vulto com a implantação do Polo Petro-Químico de Cubatão, cujo município não contava com um planejamento consistente para fazer face à expansão urbana e habitacional.

Em 1969, quando da criação da DERSA, empresa que recebeu a concessão para administrar a Via Anchieta, já existiam no trecho da Serra de Cubatão, inúmeros núcleos habitacionais, instalados na faixa lindeira da rodovia e ocupados por operários e suas famílias.

Com a expansão industrial de Cubatão e sua deficiência de infraestrutura habitacional, passou a ocorrer uma ocupação humana crescente e desordenada de áreas impróprias, tanto no manguesal da Baixada Santista como nas encostas da Serra de Cubatão.

As encostas da serra, com água abundante e ar puro, eram particularmente atraentes para essas populações de pouco poder aquisitivo, que para lá foram migrando e constituindo novos núcleos, enquanto os antigos iam se adensando, formando-se assim os Bairros-Cota nos seguintes locais:

- Cota 500 – km 44,5
- Cota 400 – km 47,5 (quilometragem referida
- Cota 200 – km 49,0 à pista descendente).
- Cota 95 – km 52,0

A localização dos "Bairros-Cota", está indicada na **Figura VIII.1.1.**

Figura VIII.1.1. Localização dos Bairros-Cota.

Esses bairros ocupam , na sua maior parte, áreas recobertas por formações de talus, as quais por possuírem topografia mais favorável que as encostas serranas vizinhas, facilitam a implantação das moradias, malgrado os riscos geotécnicos envolvidos.

Levantamentos do Instituto Florestal em 1978, acusava 3200 moradores nesses locais. Entretanto, a expansão tomou vulto na década de 80, quando houve implantação de serviços de infraestrutura de apoio às populações, como fornecimento regular de luz elétrica, linhas de ônibus, Postos de saúde, escolas, etc., consolidando definitivamente a ocupação humana. Em 1990, estimativas de técnicos da DERSA, acusavam mais de 20000 pessoas residentes nessas áreas (**Fotografias VIII.1.1 e VIII.1.2**).

Não dispomos de uma estimativa atualizada da população local, mas certamente houve aumento nesta última década. Números não oficiais noticiados pela imprensa e atribuídos à entidades de defesa ambiental, referem-se a 30000 pessoas.

Os Bairros-Cota tem sido objeto de diversos estudos técnicos por parte de órgãos governamentais e particulares (DERSA, SEMA, IPT, Prefeitura de Cubatão, Instituto Florestal, etc.), com a preparação de cartas de risco geotécnico, elaboração de programas simples de monitoramento da movimentação dos talus, conscientização das populações - inclusive nas escolas, planos para evacuação de emergência nas épocas de chuvas, etc.

Esse trabalho, ainda que longe do ideal, tem evitado até o momento, a ocorrência de tragédias de grande porte, só se conhecendo casos isolados.

Fotografia VIII.1.1. Vista parcial do bairro na Cota 400

Fotografia VIII.1.2. Bairros-Cota nas encostas da Serra de Cubatão

O Morro Preto, na cota 95, merece um destaque especial:

É conhecido por esse nome, devido sua aparência escura resultante do revestimento betuminoso aí executado.

Trata-se de uma encosta de tálus, historicamente conhecida por escorregamentos geológicos recorrentes atingindo a pista da rodovia. A instabilização do local teve início logo após a execução do corte para construção da Via Anchieta, provocando deslocamentos horizontais no sentido do vale e deslocamentos verticais com alteamento da pista de alguns metros, causados pelo movimento da massa segundo cunha circular de escorregamento. O movimento sofria recorrência, cada vez que se retirava material tentando restaurar o greide da rodovia, uma vez que era removido o empuxo passivo, causando novo desequilíbrio.

A encosta sofreu vultoso tratamento geotécnico de estabilização na década de 50, incluindo: retaludamento com bermas de equilíbrio, impermeabilização superficial betuminosa, execução de galerias e drenos profundos, construção de canaletas superficiais, escadas hidráulicas, etc. (RODRIGUES, 1951).

Até 1982, havia poucas casas na região vizinha ao local. Nesse ano entretanto, antecedendo período eleitoral, a área foi subitamente invadida por grande número de pessoas, sendo que, em poucos meses, já contava com cerca de 50 moradias (MACHADO FILHO, 1984), conforme ilustrado nas **Fotografias VIII.1.3 e VIII.1.4**.

A implantação dessas moradias causou diversos estragos à área tratada:

- destruição parcial do revestimento betuminoso superficial, para a construção das moradias, cercas, pequenas hortas, etc;
- desvio das águas dos drenos tubulares profundos, que ao invés de serem captadas pelas canaletas de drenagem eram desviadas para consumo e posteriormente reinjetadas no subsolo, na forma de esgotos;
- obstrução e danos às canaletas superficiais;
- danos aos piezômetros e marcos topográficos;
- cortes e degraus nos taludes para a execução de escadas entre as "ruas", localizadas nas bermas de equilíbrio.

A situação foi denunciada por geólogos e ambientalistas e veiculada pela imprensa da época, em rádios, jornais e televisão, alertando as autoridades face aos grandes riscos envolvidos. Após preparação de áreas aterradas na Baixada Santista (Prefeitura de Cubatão e Governo Estadual), o poder público promoveu a remoção da população do Morro Preto, tendo então sido restaurado o tratamento geotécnico e o monitoramento geomecânico dessa encosta.

Fotografia VIII.1.3. Vista parcial do Morro Preto
na Cota 95 (Machado Filho, 1984)

Fotografia VIII.1.4. Casa sobre. berma de equilíbrio no
Morro Preto (Machado Filho, 1984)

VIII.2. ESCORREGAMENTOS NA RODOVIA DOS IMIGRANTES - 1973/1976.

Diversos ciclos de escorregamentos atingiram as encostas da Rodovia dos Imigrantes durante sua construção, no período 1973-1976.

Vários pontos em condição de equilíbrio-limite, já estavam naturalmente sujeitos a rupturas em época de chuva e tiveram sua instabilidade bastante agravada durante a execução das obras.

Partindo da premissa que deveriam ser evitadas excessivas instabilizações na Serra do Mar, o projeto da Rodovia dos Imigrantes previu uma estrada constituída de túneis e viadutos alternados, com os trechos de transição entre ambos construídos em cortes protegidos por cortinas atirantadas.

Ocorre que, para atingir as frentes de construção (emboques de túneis e fundações de viadutos), tiveram que construir previamente uma rede de estradas de serviço, com aproximadamente 21 km no seu trecho principal, além de 17 km de ligações com os acampamentos de trabalhadores e canteiros de obras das empreiteiras (DERSA, Memória Técnica-20 anos, 1989). Essas estradas de serviço foram construídas basicamente em cortes à meia-encosta, afetando os solos superficiais mais instáveis (solo coluvial e talus localizados). Assim sendo, desde 1972, com o trabalho dos tratores de lâmina que abriam esses acessos, essas encostas passaram a ser sistematicamente instabilizadas.

A verdade é que, com a premência de prazos, algumas diretrizes de projeto para a estrada de serviço não foram obedecidas, resultando na necessidade de muitos serviços corretivos de contenção, onerando grandemente os custos.

Como já mencionamos, ocorreram inúmeras instabilizações no decorrer da fase executiva da rodovia. Qualquer precipitação pluviométrica mais forte, especialmente as mais persistentes do período outubro/março, causavam temor, representando risco para os operários da obra. Felizmente e surpreendentemente, apenas um pequeno número de acidentes fatais ocorreu durante toda a construção da rodovia.

Em dezembro de 1975, a rodovia estava praticamente concluída, quando chuvas muito intensas provocaram novo ciclo de escorregamentos generalizados, afetando as estradas de serviço e atingindo a pista da Imigrantes em diversos pontos. Os serviços de contenção tiveram que ser retomados, postergando-se a inauguração da rodovia para 28/junho/76.

Dentre as instabilizações que afetaram diretamente a Rodovia dos Imigrantes, escolhemos duas bastante notáveis, localizadas em áreas muito problemáticas, que obrigaram à realização de obras de contenção de grande porte, para garantir a integridade da rodovia:

Encosta do túnel TA-6, emboque S. Paulo.

Na estação chuvosa 1974/1975, um grande escorregamento seccionou cerca de 12m da abóboda do TA-6, levando de roldão o escoramento primário em cambotas metálicas e concreto projetado. Tratava-se do desemboque do túnel, que avançava no sentido Santos-São Paulo, estando com a 1a. fase de escavação da abóboda concluída.

Os muros frontais e laterais desse emboque ainda não haviam sido executados, quando chuvas intensas incidiram sobre toda a região, provocando neste local uma ruptura profunda (com pelo menos 6m), condicionada pela existência de uma fenda de alívio de tensões sub-paralela ao talude (IPT, 1976).

As **Fotografias VIII.2.1. e VIII.2.2.**, ilustram o caso apresentado.

A 1a. fotografia, tirada após a restauração do túnel, mostra o muro com cerca de 500 tirantes, que teve de ser executado na zona do escorregamento à montante do emboque. À juzante do mesmo, vê-se parte do material escorregado mais material de bota-fora, os quais ficaram depositados em condição instável, diretamente sobre a estrada de serviço.

A 2a. fotografia, tirada 1 ano depois, mostra o aspecto do tratamento vegetal realizado com sucesso para a contenção do material superficial acima referido. Foi utilizada uma técnica alternativa dos "cordões vegetais", formando um retículo de vegetais com raízes pivotantes, preenchidos por leguminosas e gramíneas.

Encosta do túnel TA-9, emboque S. Paulo.

Essa encosta foi alvo de instabilizações recorrentes, em períodos chuvosos, sendo que, no evento 1974/1975, um grande escorregamento afetou a zona lateral próxima ao emboque, arrastando tanto o solo coluvial como parte do solo saprolítico.

Para conter o "frontão" formado na parte superior da cicatriz, o qual certamente evoluiria em novos escorregamentos, foram executadas 2 cortinas atirantadas escalonadas, acompanhando a morfologia do terreno, conforme ilustrado na **Fotografia VIII.2.3.**

Foram executadas ainda, placas atirantadas na zona diretamente sobre o emboque e, placas atirantadas na zona lateral mais afastada, onde o maciço rochoso muito fraturado representava risco para os tubulões do viaduto.

Foram realizados diversos drenos tubulares profundos (não visíveis na foto), distribuídos por toda a área, especialmente na zona da cicatriz do escorregamento, além de canaletas de drenagem e escada hidráulica.

Na zona diretamente sobre o emboque, houve aplicação de concreto projetado, sendo que, em todo o restante da área, após o término do atirantamento procedeu-se ao tratamento vegetal com hidrossemeadura.

Fotografia VIII.2.1. Vista da encosta do TA-6, emboque
S. Paulo (outubro/1975)

Fotografia VIII.2.2. Vista parcial à juzante do TA-6, emboque
S. Paulo com tratamento vegetal (setembro/1976)

Fotografia VIII.2.3. Encosta do TA-9, emboque S. Paulo (DERSA, fevereiro/1976)

VIII.3. ESCORREGAMENTOS NO CAMINHO DO MAR – Fevereiro/94.

Em 06 e 07 de fevereiro de 1994, chuvas excepcionais atingiram as encostas onde está localizado o Caminho do Mar, provocando a ocorrência de escorregamentos generalizados de solos e rochas em toda a área e danificando seriamente a rodovia. A rodovia foi seccionada em 2 pontos e sofreu danos de porte moderado a vultoso em outros 21 pontos ao longo de seu traçado (MACHADO FILHO, 1994).

Nesses dois dias de fevereiro, o índice pluviométrico alcançou a marca de 450 mm, valor cerca de 60% superior à média mensal histórica para a região, causando principalmente rupturas nos solos superficiais. No processo desses escorregamentos, houve arraste de blocos rochosos dos talvegues, bem como rupturas rochosas localizadas.

O grande aumento de vazão d'água nas drenagens, provocou erosão dos seus leitos e bordas, com carreamento de solos e rochas. No seu trajeto descendente sob ação da gravidade, esse material atingiu diretamente a rodovia, que cruza transversalmente as drenagens principais.

Em vários pontos, observou-se também que a deficiência de manutenção das canaletas superficiais, ocasionou obstruções e concentrações de água sobre o leito da própria rodovia, resultando em erosões localizadas e rupturas na sua base.

A **Fotografia VIII.3.1.**, corresponde a uma foto aérea das encostas do Caminho do Mar, localizadas no quadrante NE da área da pesquisa. Foi tirada em março de 1994, portanto logo após o evento chuvoso. Permite uma visão impressionante desses escorregamentos, que se iniciam na borda do Planalto Paulistano e se desenvolvem segundo um padrão linear dendrítico, cujos ramos maiores correspondem às drenagens principais que descem a escarpa.

A área central da foto, em forma aproximada de concha, está situada diretamente à montante da Refinaria Presidente Bernardes da PETROBRAS e, atravessando-a em toda sua extensão, vemos o Caminho do Mar, assinalado em linha colorida tracejada.

Nas **Fotografias VIII.3.2. a VIII.3.4.**, são mostrados os pontos mais afetados da rodovia, em fotos tiradas pelo autor, em abril de 1994.

Na época em que ocorreu o evento, estudava-se a possibilidade de reabertura do Caminho do Mar, que encontra-se desativado desde 1979, para fins de turismo ecológico e cultural, já que a rodovia é patrimônio histórico tombado pelo CONDEPHAAT (Conselho de Defesa do Patrimônio Histórico, Arqueológico, Artístico e Cultural do Estado de São Paulo).

Fotografia VIII.3.1. Foto aérea das encostas do Caminho do Mar.
Escala 1:25000 (BASE, março/1994)

Fotografia VIII.3.2. Ruptura afetando meia pista no Caminho do Mar, km 47,6 (abril/1994)

Fotografia VIII.3.3. Ruptura seccionando a pista no Caminho do Mar, km 47,9 (abril/1994)

Fotografia VIII.3.4. Ruptura seccionando a pista no Caminho do Mar, km 48,1 (abril/1994)

Houve início de tratativas entre diversos órgãos governamentais (DERSA, DAEE, CONDEPHAAT, SEMA, PETROBRAS), tendo em vista o potencial turístico-ecológico-cultural, baseado na riqueza da biodiversidade da Mata Atlântica, bem como nas belíssimas paisagens da Serra do Mar e da Planície Costeira. Infelizmente, esse projeto foi posteriormente abandonado.

O Caminho do Mar, era anteriormente conhecido como Estrada Velha do Mar, sendo na verdade uma evolução da Estrada da Maioridade, construída em 1837 pelo Governador da Província de São Paulo, brigadeiro Rafael Tobias de Aguiar, aproveitando a antiga Calçada do Lorena.

A Estrada da Maioridade foi reconstruída em 1913, por Rudge Ramos e dez anos depois, Washington Luiz Pereira de Souza, então Presidente do Estado de São Paulo, determinou a sua melhoria e pavimentação em concreto, face à sua importância econômica como via de comunicação entre São Paulo e o Porto de Santos. Essa tarefa foi executada entre 1925 e 1926, dotando a estrada de excelentes condições para a época.

O Caminho do Mar permaneceu como a principal ligação rodoviária transpondo a Serra de Cubatão, até março de 1947, quando foi inaugurada a Via Anchieta, passando então a ser uma via alternativa. Com a inauguração da Rodovia dos Imigrantes, em junho de 1976, ele perdeu sua importância como via de transportes de cargas e passageiros e, devido aos altos custos de manutenção, foi desativado em 1979 (DERSA-Memória Técnica, 1989).

O evento de Fevereiro de 1994, apesar dos grandes prejuízos causados à rodovia, não causou acidentes fatais, uma vez que a estrada não estava aberta ao tráfego público, sendo usada apenas por pessoal técnico da DERSA, do DAEE e da PETROBRAS, empresas que mantêm algumas instalações na região.

A partir de 1996, na tentativa de recuperação da estrada para fins ecológico-turísticos, vários pontos afetados foram restaurados, executando-se obras de estabilização de taludes, incluindo alguns muros atirantados, bem como limpeza geral e reparos nas canaletas de drenagem superficial.

Entretanto, as obras foram interrompidas por falta de verbas, quando faltava executar as duas obras mais vultosas, justamente as referentes aos locais ilustrados nas Fotografias VIII.3.3. e VIII.3.4., nos quais a estrada foi totalmente seccionada.

Certamente a grande concentração de escorregamentos nessa área, conforme pode-se ver na Fotografia VIII.3.1., teve como fator agravante a degradação da vegetação nessas encostas causadas pela poluição industrial proveniente do Polo Petroquímico de Cubatão, situado muito próximo, incluindo a refinaria visível na foto (GUTBERLET, 1996).

VIII.4. RUPTURA NA VIA ANCHIETA – Dezembro/1999

Antecedendo o Natal de 1999, fortes chuvas incidentes sobre a região, causaram ruptura na encosta do km 42, da pista sul da Via Anchieta, localizado em plena Serra de Cubatão.

O escorregamento inicial na encosta, ocorreu em 12/12/1999, numa área localizada 80m à juzante da pista da rodovia, com proporções de 100m de largura por 200m de extensão e atingindo 20m de profundidade, ao longo do curso do vale do Rio Pilões (<http://ecovias.uol.com.br>), afetando os solos superficiais e o saprolito (**Fotografia VIII.4.1.**).

As chuvas intensas atingiram o valor de 481mm em seis dias e, além desse grande escorregamento, provocaram cerca de 30 outros, de menores proporções, na região da serra.

Devido ao escorregamento, houve movimentação da encosta na zona colocada imediatamente acima da cicatriz, provocando deslocamentos e fissuras num trecho de 150m da Via Anchieta, que teve seu tráfego interrompido pela ECOVIAS (concessionária administradora do Sistema Anchieta-Imigrantes).

Os reparos emergenciais estavam em andamento, quando novas chuvas, em 23/12/1999, causaram remobilização da encosta com a evolução remontante do escorregamento o qual atingiu diretamente a pista de rolamento (**Fotografia VIII.4.2.**).

O agravamento da situação mostrou a necessidade da realização de estudos geológico-geotécnicos detalhados, para uma avaliação técnica apurada do problema. Indicações técnicas preliminares indicam que a ruptura teve condicionamentos estruturais por descontinuidades no maciço.

Paralelamente à execução de um desvio rodoviário, o assunto passou a ser objeto de estudos de vários consultores contratados pela concessionária, visando estabelecer as melhores diretrizes para o projeto de estabilização do trecho afetado. Tratando-se de estudos em andamento, até o término do presente trabalho em março/2000, os dados técnicos detalhados estavam ainda em fase de avaliação, sendo mantidos em caráter reservado pela concessionária.

A interdição da rodovia, justamente na época de férias escolares e feriados de Carnaval, causou transtornos ao já carregado tráfego entre São Paulo e Santos (e demais cidades litorâneas como Guarujá, São Vicente, Praia Grande, Itanhaém, etc.), reacendendo a discussão em torno da ocupação humana em áreas pertencentes ao "Parque Estadual da Serra do Mar", no qual está implantada a Via Anchieta.

O assunto amplamente divulgado pela mídia em geral, tornou inevitável a polêmica entre técnicos e ambientalistas, principalmente tendo em conta a construção, já em andamento na mesma época, da 2a. pista da Rodovia dos Imigrantes no trecho da serra, localizada também dentro do mesmo parque estadual.

Fotografia VIII.4.1. Escorregamento inicial na Via Anchieta em 13/12/1999 (<http://ecovias.uol.com.br>)

Fotografia VIII.4.2. Evolução do escorregamento em direção à pista em 23/12/1999 (<http://ecovias.uol.com.br>)

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES.

1. A Serra de Cubatão, denominação local da Serra do Mar, tem sua origem intimamente ligada à origem e desenvolvimento da costa sudeste brasileira, a qual se iniciou na era Mesozóica, no período Jurássico/Início do Cretáceo, há cerca de 140-120 milhões de anos, quando houve a separação dos blocos da América do Sul e África, que originalmente faziam parte do supercontinente do Gondwana.
2. A Falha de Cubatão, está inserida no contexto das megafalhas do sudeste brasileiro e tem sua origem remontando ao tectonismo do Ciclo Brasileiro, no final da era Proterozóica /Início da Paleozóica, entre 700 e 500 milhões de anos atrás. Esse sistema de falhamentos, conhecido como "Sistema de Megafalhas Cubatão", se manteve ativo desde sua origem Neo-Proterozóica, havendo indícios de rochas ígneas afetadas desde esse período até a era Mesozóica, além de indícios de várias reativações tectônico-magmáticas posteriores, inclusive afetando sedimentos da era Cenozóica.
3. A Falha de Cubatão teve caráter basicamente transcorrente dextral, com direção geral N50° – 60 E°, mostrando localmente evidências de cavalgamento. As principais estruturas regionais e locais; dobramentos, falhamentos, foliações, intrusões graníticas, etc., se dispõem predominantemente segundo a mesma direção geral N50° – 60 E°.
4. Estruturas rúpteis, representadas por lineamentos estruturais e planos de descontinuidades, apresentam direções preferenciais concordantes com o Falhamento de Cubatão ou sub-normais ao mesmo, sendo determinantes da formação e disposição das drenagens superficiais e profundas. São claramente condicionantes da estabilidade geral das encostas, manifestando-se localmente nos horizontes estruturados saprolíticos e no maciço rochoso fraturado.
5. Os escorregamentos generalizados que ocorrem periodicamente nas estações chuvosas de outubro a março, afetando especialmente os horizontes superficiais

de solos coluviais, fazem parte integrante dos processos geomorfológicos naturais modeladores das escarpas da Serra de Cubatão.

6. A água das chuvas é o agente natural deflagrador desses escorregamentos cíclicos, saturando os solos e diminuindo sua resistência ao cisalhamento.

O processo é invariavelmente agravado pela ação antrópica, que muitas vezes é decisiva no deflagramento de eventos localizados, seja pela execução de obras, cortes e abertura de acessos nessas encostas, seja pelo desmatamento e ocupação inadequada.

7. O alívio erosivo e os movimentos de rastejo são característicos do trecho serrano da área pesquisada.

Os movimentos de rastejo, com seu deslocamento lento e contínuo, afetam não apenas os horizontes superficiais dos solos e tálus, onde são evidenciados pelo encurvamento dos caules das árvores, como os horizontes mais profundos de saprolito e rocha fraturada. Essa movimentação causa a abertura das juntas e discontinuidades, até dezenas de metros dentro do maciço rochoso, sendo diretamente responsável pelo padrão da drenagem subterrânea, basicamente vertical. Por essa razão, a não ser em zonas de tálus localizadas, o lençol freático não é encontrado no trecho serrano, mesmo na estação chuvosa, havendo rápida infiltração vertical no maciço fraturado. Isso, naturalmente, não impede que haja saturação dos solos superficiais, com perda substancial da sua coesão aparente.

8. Os escorregamentos mais comuns são do tipo superficial translacional, sendo a superfície de ruptura basicamente coincidente com o contacto solo coluvial/solo saprolítico.

No processo de escorregamento dos solos coluviais, observamos com alguma frequência, o arraste de partes do substrato saprolítico. Esses eventos periódicos, embora de pequena espessura, podem afetar extensas áreas, danificando a vegetação e causando cicatrizes de padrão linear-dendrítico, visíveis a grandes distâncias. Nas chuvas mais persistentes, pode haver verdadeira liquefação dos solos, formando as "corridas de lamas", conforme documentado em alguns eventos catastróficos.

9. Escorregamentos localizados envolvendo saprolito e rocha fraturada, tem via de regra, o condicionamento estrutural de juntas e discontinuidades, apresentando

portanto superfícies de ruptura planares e englobando espessuras de vários metros. O levantamento detalhado dessas estruturas é fundamental para a análise de cada caso.

10. Os talus apresentam comportamento diferenciado quanto à estabilidade, dependendo das suas condições de localização, geometria, inclinação do substrato, constituição, posição do nível d'água, etc. De modo geral, são susceptíveis às poro-pressões ou pressões capilares resultantes da elevação sazonal do nível d'água em épocas chuvosas, o que favorece a ocorrência de rupturas, particularmente nos locais afetados por cortes, desmatamentos e sobrecargas executadas pelo homem.
11. O movimento de rastejo nos talus, apresenta comumente característica intermitente, acelerando-se ou reiniciando-se nos períodos chuvosos, provavelmente pela saturação e formação de pressões intersticiais. Essa característica foi evidenciada por monitoramento geomecânico na Rodovia dos Imigrantes, havendo variação de local para local, sendo que em vários deles os talus se mostraram praticamente estabilizados.
12. A vegetação representa papel importante no travamento dos solos superficiais, formando uma trama que aumenta sua resistência à erosão e ao cisalhamento, ajudando ainda na distribuição das águas de infiltração das chuvas. Evidências disso, são a maior incidência de escorregamentos nas áreas desmatadas pelo homem para a execução de obras ou ocupação urbana. Evidências também são encontradas nas encostas do Caminho do Mar, particularmente afetadas pelas chuvas ácidas causadas pela poluição industrial.
13. As estruturas rúpteis indicadas nos fotolineamentos, apresentam padrões diferenciados no Planalto e na Serra, devidos basicamente às suas diferentes extensões, que no planalto são de até poucas dezenas de metros e na serra atingem várias centenas de metros.
A análise de suas distribuições de frequência mostram que em ambos os casos se destacam dois sistemas direcionais principais:
 - N 50°– 60° (concordante com a direção geral da Falha de Cubatão)
 - N 140°- 150° (sub-normal à direção geral da Falha de Cubatão)No caso do Planalto, ambos os sistemas são igualmente proeminentes, enquanto no caso da Serra o primeiro sistema prevalece sobre o outro.

14. As Áreas A e B, separadas visualmente com base nos fotolineamentos, mostram também basicamente as mesmas direções preferenciais, quando analisadas através dos diagramas de distribuição de frequência. Entretanto, existe evidente proeminência de um sobre o outro, em cada área:

Na Área A, o sistema principal é N 55° e o secundário N 145° . Na Área B, ocorre uma inversão, sendo N 145° o sistema principal e N 55° o sistema secundário.

15. Os pontos A1, A2, na área A e B1, B2, B3, na área B, escolhidos para detalhamento das descontinuidades, permitem algumas considerações:

- A foliação da rocha condiciona a formação dos principais planos de descontinuidades;
- Existe uma boa correspondência entre as direções das juntas e as dos fotolineamentos. Essa correspondência entretanto não é direta, sendo que as juntas principais ora concordam com os fotolineamentos principais, ora com os fotolineamentos secundários;
- Quatro pontos (exceto B1), mostram famílias de juntas principais segundo N 45°– 60°, com mergulhos superiores a 75° para NW. Essa condição é favorável à estabilidade das encostas, embora não deva ser analisada isoladamente;
- Quatro pontos (exceto B2), mostram famílias secundárias segundo N 125°– 146°, com mergulhos superiores a 57° para NE, as quais consideradas isoladamente também não constituem condição desfavorável;
- As juntas mais desfavoráveis para a estabilidade são as representadas pelas famílias secundárias em A1, B1, B2, com direção entre N 20°– 85° e mergulhos entre 36°– 41° para SE.

16. Considerando que a direção geral da escarpa serrana é NE, com forte declividade para SE, constituem situações de risco potencial de ruptura, a ocorrência de planos de descontinuidades tangentes aos taludes e com mergulhos superiores a 30° para SE, que podem superar o valor do ângulo de atrito do material da encosta.

Na verdade, devido às reentrâncias do relevo, representadas por ravinamentos e drenagens, os taludes locais podem apresentar outras atitudes espaciais. Em qualquer caso porém, ocorre a condição de risco para ruptura, se existirem descontinuidades tangentes ao talude e com ângulos de mergulho superiores a 30°, no mesmo sentido da declividade.

17. Sendo as camadas superficiais as mais susceptíveis aos escorregamentos, em todas as obras de encosta devem ser tomados cuidados especiais com os dispositivos de drenagem superficial, como canaletas, bueiros, caixas de captação, dissipadores e escadas hidráulicas, etc., evitando erosões localizadas que possam dar início aos processos de instabilização.

Tendo em vista ainda, que o padrão da drenagem subterrânea no maciço da serra é predominantemente vertical, a execução de drenos profundos deve ficar restrita às situações onde eles possam realmente ser eficientes, como as verificadas em certas regiões de tálus, incluindo o seu contacto com o substrato, além de alinhamentos de falhas e fraturas funcionando como zonas de percolação concentrada de água.

18. Devido à alta pluviosidade da região e, sendo a chuva o principal agente natural instabilizador das encostas, a execução de qualquer tipo de obra no trecho serrano deve ser baseada em cronograma que leve em consideração a estação chuvosa de outubro a março.

Os meses de junho a agosto são os de menor pluviosidade, sendo os mais favoráveis para essas atividades, enquanto os períodos de passagem de ano (dezembro/janeiro) tem-se mostrado particularmente problemáticos, com a ocorrência de rupturas e escorregamentos, provocados por chuvas intensas generalizadas ou concentradas em determinadas áreas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1974). Condicionantes geológicos e geotécnicos da degradação ambiental. Vários autores. *Bol. ABGE*, 1, 11 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (1998). *Geologia de engenharia*. Vários autores., São Paulo, ABGE/CNPQ/FAPESP, 586p.
- AB'SABER, A. N. (1965). A Serra do Mar e o Litoral de Santos. *Bol. Acad. Bras. Ciênc.*, 37:396-397.
- ALMEIDA, F. F. M. (1953). Considerações sobre a Geomorfogênese da Serra de Cubatão. *Bol. Paul. Geogr.*, 15:3-17.
- ALMEIDA, F. F. M. (1964). Fundamentos geológicos do relevo paulista. *Bol. Inst. Geogr. Geol.* 41:169-263.
- ALMEIDA, F. F. M. (1967). *Origem e evolução da plataforma brasileira*. Rio de Janeiro, DNPM/DGM, 241: 36p.
- ALMEIDA, F.F.M. (1976). The system of continental rifts bordering the Santos basin, Brazil. *In: Acad. Bras. Ciênc.*, 48 (suplemento):15-26.
- ANDRADA, M.F.R. (1954). Diário de uma viagem mineralógica pela Província de São Paulo no ano de 1805. *Bol Paul. Geogr.*, 18:34-44.
- ANGELIER, J. e MECHLER, P. (1977). Sur une méthode graphique de recherche des contraintes principales également utilisable en tectonique et en seismologie: la méthode des dièdres droits. *Bull. Soc. Géol. France*, 7:1309-1318.
- ARTHAUD, E. (1969). Méthode de détermination graphique des directions de raccourcissement, d'allongement et intermédiaire d'une population de failles. *Bull. Soc. Géol. France.*, 7:729-737 (thème 11).

ASMUS, H.E. (1978). *Hipótese sobre a causa do tectonismo cenozóico na região sudeste do Brasil*. Projeto Remac, 4, p.75-88.

ASMUS, H.E. (1982). Características estruturais e estratigráficas da margem continental brasileira como elementos críticos de sua evolução. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE GEOLOGIA, 5, Buenos Aires, v. 3, p.781-798.

ASMUS, H.E. e PORTO, R. (1980). Diferenças nos estágios iniciais da evolução da margem continental brasileira: possíveis causas e implicações. In: CONG. BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 31, Camboriú, SBG, v. 1, p. 225-239.

AUGUSTO FILHO, O. (1992). Caracterização geológica-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Rio de Janeiro. v. 2, p.721-733.

AUGUSTO FILHO, O. (1994). *Cartas de risco e escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilha Bela, SP*. Dissertação de mestrado, 168p. Esc. Politécnica da Universidade de São Paulo.

BADGLEY, P.C. (1992). *For the exploration geologist*. New York, Harper & Brothers.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. (1974). Engineering classification of rock masses for design of tunnel support. *Rock Mech.*, v.6, n.4.

BAULIG, H. (1956). *Vocabulaire franco-angloallemand de géomorphologie*. Paris, Les Belles Lettres, 230p.

BENIAWSKI, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classification*. New York: John Wiley.

CARVALHO, P.A.S. (Coord.) (1991). *Taludes de rodovias: orientação para diagnósticos e soluções de seus problemas*. São Paulo, IPT, Publicação n°. 1843, 410 p.

- CAMPANHA, G.A.; ENS, H.H. e PONÇANO, W.L. (1994). Análise morfotectônica do planalto do Juqueriquerê, São Sebastião. *Rev. Bras. Geoc.*, 24(1):32-42.
- CERNICA, J.N. (1995). *Geotechnical engineering – soil mechanics*. New York, John Wiley, 453p.
- CHANG, H.K.; KOWSMANN, R.O.; FIGUEIREDO, A.M.F.; BENDER, A.A. (1992). Tectonics and stratigraphy of the East Brasil Rift system: an overview. *Tectonophysics*, 213:97-138.
- CHORLEY, R.J.; SCHUMM, S.A.; SUDGEN, D.E. (1984). *Geomorphology*. London, Methuen, 605 p.
- CORDANI, U.G.; BRITO NEVES, B.B.; FUCK, R.; PORTO, R.; THOMAZ FILHO, A.; CUNHA, F.M.B. (1984). Estudo preliminar de integração do Precambriano com os eventos tectônicos das bacias sedimentares brasileiras. *Ser. Ciênc., Tec. Petr.*, PETROBRAS/CENPES/SINTEP, 15, 70 p.
- CRUZ, O. (1975). Evolução de vertentes nas escarpas da Serra do Mar em Caraguatatuba. In: Acad. Bras. Ciências, Rio de Janeiro, 47 (supl.):479-480.
- CRUZ, O. (1990). Contribuição geomorfológica ao estudo de escarpas da Serra do Mar. *Rev. Inst Geogr.*, 8-10, 11 (1):9-20.
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA (1997). *Totais mensais de chuva no Estado de São Paulo*. São Paulo, DAEE/CTH.
- DE MARTONNE, E. (1933). Abruptes de Faille et Captures Récents - "Serra do Mar de Santos e Espinausses". *Bol. Assoc. Geogr. da França*, Paris, 74:138-145.
- DEERE, D. U. et al (1967). *Design of surface and near – surface construction in rock, in failure and breakage of rock*. New York, Aime.
- DEERE, D. U. e PATTON (1971). Slope stability in residual soils. State of de art paper. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO
(1947). *A Via Anchieta*. São Paulo, DER, 47p.

DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO SA (1989). *Memória Técnica – 20 anos, 1969-1989*. São Paulo, DERSA, 288 p.

EGYDIO DA SILVA, M.; SADOWSKI, G.R.; TROMPETE, R.R. (1982). Modelo geométrico e cinemático para os falhamentos de idade brasileira da faixa de dobramento Ribeira - Estado de São Paulo - Brasil. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE GEOLOGIA, 5, Argentina, v. II, p. 11-21.

ENDO, I & MACHADO, R. (1993). Sistema de cisalhamento transatlântico: um modelo tectônico transpressional para o neoproterozóico do Brasil oriental. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, 4, Belo Horizonte, Bol. 12, p. 356-359.

ESCRITÓRIO TEC. J. C. F. FERRAZ; ALPINA SPA. (1971). *Rodovia dos Imigrantes, Projeto de Engenharia, Trecho Serra*, Relatório Geral, São Paulo, DERSA.

ESTRELLA, G. O. (1972). O estágio de rift nas bacias marginais do leste brasileiro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, Belém, SBG, v. 3, p. 29-34.

GAMA, C.D. (1982). Avaliação probabilística da estabilidade de taludes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS, 7, Recife, ABMS, v. 1, p. 59-74.

GEOTÉCNICA S.A. (1968). *Estudos geológico-geotécnicos para o anteprojeto da Rodovia dos Imigrantes-variante Sorocabana*. São Paulo, Relatório 260/68.

GONÇALVES, A.C. (1995). *Recomposição florística de área de escorregamento*. São Paulo, DERSA, Relatório técnico, 45p.

GRAY, D. H. & LEISER, A.J. (1982). Role of vegetation in stability and protection of slopes. In: BIOTECHNICAL SLOPE PROTECTIONAL AND EROSION CONTROL, New York. P., p.37-65.

- GUIDICINI, G & NIEBLE, C.M. (1976). *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*, São Paulo. Editora da USP, 170p.
- GUIDICINI, G & IWASA, O.Y. (1976). *Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em meio tropical úmido*. São Paulo. IPT, Publicação nº.1080, 48p.
- GUTBERLET, J. (1996). *Cubatão-desenvolvimento, exclusão social, degradação ambiental*. São Paulo, Editora da USP, 242p.
- HASUI, Y. & SADOWSKI, G.R. (1976). Evolução geológica do Precambriano na região sudeste do Estado de São Paulo. *Rev. Bras. Geoc.*, 6:182-200.
- HASUI, Y.; PONÇANO, W.L.; BISTRICHI, C.A.; STEIN, D.P.; GALVÃO, C.A.C.F.; GIMENEZ, A F.; ALMEIDA, M.A.; PIRES NETO, A.G.; MELO, M.S.; SANTOS, M.C.S.R. (1978). *Geologia da região administrativa 3, Vale do Paraíba e parte da região administrativa 2 do Estado de São Paulo*. São Paulo, IPT, Monografia 1, 78p.
- HASUI, Y. & OLIVEIRA, M. A. F. (1984). Província Mantiqueira - setor central. In: O Precambriano do Brasil, 1ª ed., São Paulo. Ed. E. Blücher, p. 308-344.
- HASUI, Y. & MIOTO, J.A. (1992) *Geologia Estrutural Aplicada*. São Paulo, ABGE/VOTORANTIM, 459p.
- HATCHER JUNIOR, R.D. (1995). *Structural Geology principles*. New Jersey, Prentice Hall.
- HESSING, J.M. (1976). Estudos geotécnicos no trecho serra da Rodovia dos Imigrantes. In: SEMINÁRIO DERSA-RODOVIA DOS IMIGRANTES, 1, São Paulo, DERSA, p. 31-46.
- HOEK, E. (1972). *Estimando a estabilidade de taludes escavados em minas a céu aberto*. Trad. de C.M. Nieble. São Paulo, APGA, 58p.
- HOEK, E. & LONDE, P. (1974). Surface workings in rock. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ROCK MECHANICS, Denver, v.1, p. 613-654.

- HOEK, E. & BRAY, J. W (1997). *Rock slope engineering*. London, IMM, 358p.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1996). *Underground Excavation in Rock*, London, IMM, 527p.
- HUTCHINSON, J.N. (1988) General Report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: FIFTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, Lauzanne, v. 1, p. 3-35.
- INSTITUTO GEOLÓGICO-INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1994). *Plano preventivo de Defesa Civil-PPDC - Específico para escorregamentos no Litoral Norte e Baixada Santista*. São Paulo, Coord. Est. de Defesa Civil.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1968). *Estudo geológico preliminar da Variante Anchieta do Ramal de Santos - Estrada dos Imigrantes*. São Paulo, IPT, relatório nº 4939.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1968). *Estudo geológico complementar do trecho Planalto-Pilões da Variante Anchieta do Ramal de Santos - Estrada dos Imigrantes*. São Paulo, IPT, relatório nº 5169.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1976). *Estudo geológico-geotécnico de dois conjuntos maciço-túnel na Rodovia dos Imigrantes*. São Paulo, IPT, relatório nº 9086. v. 1, 80 p.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1990). *Software de estabilidade de taludes aplicados à geotecnia e mineração*. São Paulo, IPT, relatório nº 28.235.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1991). *Ocupação de encostas*. São Paulo, IPT, Manual, 216p.
- KLEY, R.J. & LUTTON, R. J. (1967). *Engineering properties of nuclear craters*. Report U.S. Army Engineering, 159p.
- KNECHT, T. & MONBEIG, P. (1936). Excursão ao trecho da estrada Mairink-Santos. *Rev. Geografia*, São Paulo, 213:73-79.

KÖPPEN, W. (1918). Klassifikation der klimate nach temperatur. *Peterm, Geogr. Mitt.*, 64:193-203 e 243-248. Die Klimate der Erde, Berlin/Leipzig, 1923.

LEINZ, V. & LEONARDOS, O. (1971). *Glossário Geológico*. São Paulo, Edit da USP, 236p.

MACCAFERRI OFFICINE SpA (1979). *Gaviones*. Bologna, 86p.

MACHADO FILHO (1969). Aplicação da eletro-resistividade na Rodovia dos Imigrantes. *In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA*, 1, São Paulo, APGA, v. III, IX1-IX22.

MACHADO FILHO, J. G. (1974). Camisas cilíndricas de concreto protegem viadutos na Rodovia dos Imigrantes. *Rev. Engenharia*, São Paulo, 368:34-42.

MACHADO FILHO, J. G. & HESSING, J.M. (1976). Considerações sobre os estudos geológicos realizados em diversas fases na Rodovia dos Imigrantes, trecho serra. *In: SEMINÁRIO DERSA-RODOVIA DOS IMIGRANTES*, 1, São Paulo, DERSA, p. 320-329.

MACHADO FILHO, J. G. (1976). Tirantes de injeção – sistemática de utilização. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA*, 1, Rio de Janeiro, ABGE, v.1, p.35-55.

MACHADO FILHO, J.G. & RODRIGUES, R. (1984). A Ocupação humana em áreas instáveis da Via Anchieta. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA*, 4, Belo Horizonte, ABGE, v. 2, p. 59-80.

MACHADO FILHO, J. G. (1994). *Diagnóstico e cadastramento geotécnico do Caminho do Mar*. - Comissão do Caminho do Mar. Relatório Técnico. São Paulo, DERSA, junho/94, 160p.

MARSHAK, S. & GAUTAM, M. (1986). *Basic methods of structural geology*. Englewood, USA, Prentice Hall.

MORAES REGO, L. F. (1940). A geologia do Estado de São Paulo. São Paulo, *Separata do Boletim DER*, p. 153.

- NAKAZAWA, V. A & CERRI, L.E.S. (1990). Os escorregamentos ocorridos em Petrópolis, RJ, em fevereiro de 1988: ações emergenciais. *In: SIMPÓSIO LATINO AMERICANO DE RISCO GEOLÓGICO URBANO*. São Paulo, ABGE, p. 325-333.
- NUNES, A.J.C.; FERNANDES, C.E.M.; ILIESCO, M.; CID, M.R.V.K.; ALVES, R.I.V.; SILVA, L.J.R.D.B. (1990). Contribuição ao conhecimento do risco geológico da cidade de Petrópolis, RJ. *In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO SOBRE RISCO GEOLÓGICO URBANO*. São Paulo, ABGE, p. 102 -114.
- PALMA, J.J.C.; FRANÇA, A.M.C.; ZEMBRUSKI, S.J. (1979). *Brasil – margem continental*. PETROBRAS, Projeto Remac (Physiographic map).
- PASTORE, E.L. (1995). Weathering profiles. *In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*. Guadalajara, ISSMFE, v. 1, p. 353-364.
- PATTON, F.D. & HENDRON JUNIOR, A.J. (1974). General report on mass movements, São Paulo. *In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE IAEG*, 1, São Paulo, ABGE/IAEG, v. 2, p. 1-57.
- PICHLER, E. (1957). Aspectos geológicos dos escorregamentos de Santos. São Paulo, *Bol. SBG*, v. 6, nº 2.
- PITEAU, D.R. & MARTIN, D.C. (1981). Mechanics of rock slope failure. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STABILITY IN SURFACE MINING*. Vancouver, p. 113-169.
- PRANDINI, F.L.; GUIDICINI, G.; BOTTURA, J.A.; PONÇANO, W.L.; SANTOS, A.R.. (1976). *Atuação da cobertura vegetal na estabilidade de encostas: uma resenha crítica*. São Paulo, IPT, Publicação especial nº. 1074, 22p.
- RAMSEY, J.G. & HUBER, M.I. (1987). *The techniques of modern structural geology*. London, Academic Press.

- RICCOMINI, C.; APPI, C.J.; FREITAS, E.L.; ARAI, M. (1987). Tectônica e sedimentação no sistema de rifts continentais da Serra do Mar (bacias de Volta Redonda, Resende, Taubaté e São Paulo). In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA, RJ-ES, 1, Rio de Janeiro, SBG, p. 253-298.
- RICCOMINI, C. (1989). *O rift continental do sudeste do Brasil*. Tese de doutoramento, 256p. São Paulo, Instituto de Geociências, USP.
- ROBERTS, A. (1977). *Geotechnology – An Introductory Text for Students and Engineers*. Oxford, Pergamon Press
- RODRIGUES, J. C. & NOGAMI, J. S. (1951) Geologia do Escorregamento da Cota 95 da Via Anchieta. In: CONGRESSO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, VIII, Seção II, DNER.
- RODRIGUES, R. (1992). *Características geológicas e geotécnicas intervenientes na estabilidade de massas coluviais da Serra de Cubatão*. Dissertação de mestrado, 116p. Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- ROMANA, M. R. (1985). New adjustment ratings for application of Beniaowski classification to slopes. In: INT. SYMP. ON LANDSLIDES, Lausanne.
- ROSS-BROWN, D.R. (1973). *Slope design in opencast mines*. Ph.D.Thesis, 250p. London, Imperial College.
- ROWLAND, S. M. (1986). *Structural analysis and synthesis*. Palo Alto, USA: Blackwell Scientific Publications, 210p.
- RUELLAN, F. (1957). Aspectos geomorfológicos do Litoral Brasileiro no trecho entre Santos e Rio Doce. São Paulo, *Bol. Assoc. Geógr. Bras.*, 15:6-12.
- SADOWSKI, G.R. (1974). *Tectônica da serra de Cubatão*. Tese de doutoramento, 131p. São Paulo, Instituto de Geociências, USP.
- SADOWSKI, G.R. (1977). Reativação do embasamento da faixa de dobramento Ribeira na região da Serra do Cubatão. *Bol. Inst. Geoc. USP*, 8:67-76.

- SADOWSKI, G.R. & MOTIDOME, M.J. (1987). Brazilian megafaults. *Rev. Geol. de Chile*, 31:61-75.
- SADOWSKI, G.R. (1991). A megafalha de Cubatão no sudeste brasileiro. *Bol. Inst. Geoc., USP*, 22:15-28
- SADOWSKI, G.R. (1992). A aplicação de sistemas geográficos de informação em mapeamentos geológicos e geotécnicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 37, São Paulo. Bol. Res. Expandidos, p. 219-220.
- SANDRONI, S.S. (1985). *Sampling and testing of residual soils in Brazil*. In: Phillipson, H.B. (Eds.), Hong Kong. Scorpion Press, p.31-50. *Relatório de pesquisa em geotecnia*
- SCHOBENHAUS, C.; CAMPOS, D. A.; DERZE, G.R.; ASMUS, H.E. (1984). *Geologia do Brasil - texto explicativo, mapa geológico do Brasil e área oceânica adjacente, incluindo depósitos minerais*, esc. 1:2.500.000. Brasília, DNPM, 501 p.
- SHARPE, C.F.S. (1938). *Landslides and related phenomena*. New York, Columbia University Press, 120p.
- SMA-SECRETARIA DO MEIO AMBIENTE (1988). *Instabilidade da Serra do Mar no Estado de São Paulo - Situações de Risco*.
- SUGUIO, K. & KUTNER, A. S. (1969). Estudo dos sedimentos do rio Cubatão. *Bol. Soc. Bras. Geol.*, 18, (1):57-78
- TATIZANA, C.; OGUMURA, A. T.; CERRI, L. E. S.; ROCHA, M.C.M. (1987). Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, minicípio de Cubatão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, São Paulo. ABGE, v.2, p.225-236.
- TERZAGHI, K. (1950). *Mecanismos de escorregamentos de terra*. São Paulo, Grêmio Politécnico, 41 p.
- VARNES, D.J. (1978). *Slope movement types and processes*. In: Landslides analysis and control, Washington, National Academy of Sciences, p. 11-33.

- VARGAS, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo, Editora McGraw-Hill/Edusp, 509p.
- ZARUBA, Q. & MENCL, V. (1969). *Landslides and their control*. Amsterdam, Elsevier, Academia, 214p. San Juan, v. 1, p. 87-170.
- WOLLE, C.M., GUIDICINI, G., ARAUJO, J.S.; PEDROSA, J. A. B. (1977). *Caracterização de um mecanismo de escorregamento nas encostas da Serra do Mar*. Separata do Simpósio "Landslides and other Mass Movements", Praga, IAEG.
- WOLLE, C.M. (1986). Poluição e escorregamentos; causa e efeito na Serra do Mar, *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES*, Porto Alegre, ABMS, v. 7, p.178-190.
- WOLLE, C.M. (1988). *Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas*. Tese de doutoramento, 300p. São Paulo, Escola. Politécnica, USP.