



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**RECOMENDAÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO ATRAVÉS DA TÉCNICA
DE SOLO GRAMPEADO, VISANDO A REDUÇÃO DE RISCOS DE
DESLIZAMENTOS DE UMA ENCOSTA EM CAMARAGIBE-PE**

**DANISETE PEREIRA DE SOUZA NETO
HAYANNE CRYSTINNE DE OLIVEIRA CARNEIRO**

RECIFE – FEV/2014

DANISETE PEREIRA DE SOUZA NETO
HAYANNE CRYSTINNE DE OLIVEIRA CARNEIRO

**RECOMENDAÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO ATRAVÉS DA TÉCNICA
DE SOLO GRAMPEADO, VISANDO A REDUÇÃO DE RISCOS DE
DESLIZAMENTOS DE UMA ENCOSTA EM CAMARAGIBE-PE**

**Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Universidade Federal de Pernambuco para
obtenção da graduação em Engenharia Civil.**

Área de concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Roberto Q. Coutinho

RECIFE - FEV/2014

Catálogo na fonte

Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

S729r

Souza Neto, Danisete Pereira de.

Recomendações de estabilização através da técnica de solo grampeado, visando a redução de riscos de deslizamentos de uma encosta em Camaragibe - PE / Danisete Pereira de Souza Neto e Hayanne Crystinne de Oliveira Carneiro. - Recife: O Autor, 2014.

viii, 95 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil, 2014.

Inclui Referências e Anexos.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus, pela graça e pela força de perseverar.

Ao professor Dr. Roberto Quental Coutinho, pelo apoio e orientação.

E a todos que, direta ou indiretamente, colaboraram para o desenvolvimento desta pesquisa.

Os autores

Aos meus pais, Olindina e Dércio, ao meu irmão, Edécio, e a minha namorada, Michele, por terem me proporcionado o conforto necessário durante essa etapa árdua.

A Hayanne, pela parceria, apoio e aprendizado.

Aos meus amigos, por terem me incentivado a continuar buscando os meus objetivos.

A todos que contribuíram com *A Noite do Estudo Pesado* e com o Diretório Acadêmico de Engenharia Civil – *Joaquim Cardozo*.

Aos colegas do GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies): Everaldo, Francisco, Saul, Isabella, Olival, Anna pelo convívio e aprendizado.

Danisete Neto

Agradeço especialmente à minha mãe, Sandra, e a meu namorado, Robstaine Junior, pela compreensão de minhas ausências e por terem me mantido sempre forte e confiante. E a meu pai, Jorge, pela confiança e esforço em me graduar.

Agradeço imensamente a Neto pela generosidade e pela oportunidade de trabalharmos juntos, por todo o apoio e parceria.

E agradeço a todos os meus amigos, que estiveram ao meu lado nesses cinco anos de graduação, pelo carinho e companheirismo.

Hayanne Carneiro

RESUMO

Nas últimas décadas do século XX, na Região Metropolitana do Recife, houve um forte adensamento populacional e uma consequente ocupação do solo urbano de forma desordenada, principalmente a ocupação indevida nas zonas periféricas e de risco geológico, como as áreas de morros. A ocupação antrópica desordenada, lixo acumulado em patamares, falta de sistema de drenagem e esgotamento sanitário são fatores que contribuem para o aumento do risco a deslizamento e para a condição de baixa estabilidade. Assim, a fim de mitigar o risco de deslizamento presente nas encostas, com a restrição de movimentos de massa, faz-se necessário a análise dos riscos associados a esses movimentos de massa e um estudo de estabilização de taludes. Como estudo de caso, foi escolhida a encosta Alto Padre Cícero, localizada em Camaragibe-PE, que apresentou uma fissura no topo, em 2012, alertando os moradores e a defesa civil quanto ao risco de deslizamento. Nesse sentido, o presente trabalho teve por objetivos a avaliação e gerenciamento dos riscos dessa encosta e estudo de estabilidade com o solo grampeado. Com a análise dos parâmetros descritos na análise de risco, a encosta em estudo foi classificada como de nível 3 (risco alto) e recomenda-se execução de projeto de drenagem imediato, para evitar a evolução para risco 4, remoção das moradias e posterior implantação de obra de contenção. A contenção estudada foi o solo grampeado, uma técnica de reforço de solo que tem crescido no Brasil por ser versátil e eficiente na contenção de taludes naturais e escavações e, um dos principais parâmetros analisados foi a resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo. A estabilidade do talude superior foi analisada com o auxílio do software SLOPEW 2007 e a verificação da estabilidade do solo após reforços de grampos teve auxílio do software Macstars 2000®. Enfatiza-se que a pesquisa visa o estudo da técnica do solo grampeado e de sua eficiência quanto a estabilização do talude e não a proposição da melhor alternativa de estabilização, visando melhor relação custo-benefício.

Todo o trabalho da gestão de risco tem o objetivo final de favorecer a sociedade, reduzindo as perdas humanas, materiais e ambientais junto ao permanente desenvolvimento da comunidade técnica.

Palavras-chave: solo grampeado; estabilidade de talude; risco de deslizamento; estabilização.

ABSTRACT

During the last decades of the XX century, on the metropolitan region of Recife, there was a Strong population densification and as a consequence, soil occupation in a unorganized way, specially to the undue occupation in the peripheral zones and geohazard, as hill zones. The unorganized anthropic occupation, accumulated trash in levels, lack of draining system and sanitary sewer are factors that contribute to the raise of sliding risk and low stability conditions. Thereby, to mitigate the sliding risk present in the hill, with mass restrictions, makes it necessary the risk analysis associated to this mass movement and a study about slope stability. As a case study, the Alto Padre Cícero hill was chosen, located in Camaragibe – PE, that presented a fissure at the top in 2012, alerting the habitants and the civil defense about the sliding risk. In this way, the objective of the current work was the avaliation and managing of this particular hill risk and the study of the stability with the soil nailed. With the analysis of the parameters described the risk analysis, the hill that was studied was classified as a level 3 (high risk) and its recommended the immediate project execution of drainage, to avoid the evolution to risk 4, removal of the habitation and posterior implementation of contention work. The studied contention was the soil nailed. A reinforcement technique of soil that has grown in Brazil for being versatile and efficient in the contention of natural slopes and excavations and, one of the principal analyzed parameters was the shear resistance on the interface soil-clip. The stability of the superior slope was analized with the software SLOPEW 2007 and the stability verification of the soil after the reinforcement of the clipping with assistance of the software Macstars 2000®. It is emphasized that the research aims the study of the technique of nailing soil and its efficiency about the stability of the slope and not to the proposition of the best stabilization alternative, aiming better cost-benefict relation.

All the work of risk management has the final objective of favor society, reducing human, material and environmental losses with the ongoing development of the scientific community.

Key words: soil nailed, slope stability, sliding risk, stabilization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema de processo de queda de blocos de rocha.....	8
Figura 2.2 - Esquema de processo de tombamento de blocos de rocha.....	8
Figura 2.3 - Esquema de processo de escorregamento translacional.....	10
Figura 2.4 - Esquema de processo de escorregamento rotacional.....	10
Figura 2.5 - Esquema de processo de escorregamento em cunha	11
Figura 2.6 - Esquema de processo de rastejo.....	12
Figura 2.7 - Esquema de processo de corrida	12
Figura 2.8 - Índice de mortes por escorregamento na RMR (década de 90)	14
Figura 2.9 - Forças normais e de corte numa fatia genérica	21
Figura 2.10 - Exemplo de obras de contenção com erro de projeto	23
Figura 2.11 - Fluxograma de obras de estabilização de taludes	24
Figura 2.12 - Técnica de execução de túneis com revestimento rígido (a) e flexível (b).....	28
Figura 2.13 - Primeira estrutura em solo grampeado documentado, em Versailles - França	28
Figura 2.14 - Estabilização de talude(a) e contenção de talude em corte (b)	29
Figura 2.15 - Etapas de execução	30
Figura 2.16 - Escavação com berma de equilíbrio	31
Figura 2.17 - Comparação em concreto projetado: malha de aço eletrossoldada (a) e concreto com fibras (b)	33
Figura 2.18 - Detalhe dos drenos tipo barbacã	34
Figura 2.19 - Detalhe do dreno sub-horizontal profundo	34
Figura 2.20 - Distribuição de tensões: (a) cortina atirantada (b) solo grampeado.....	36
Figura 2.21 - Gráfico de custo por metro <i>versus</i> estruturas de contenção	37
Figura 2.22 - Ensaio de arrancamento.....	39
Figura 2.23 - Possíveis rupturas	41
Figura 2.24 - Estabilidade externa de estruturas de contenção. (a) deslizamento. (b) Tombamento. (c) Capacidade de carga das fundações. (d) Ruptura global.....	44
Figura 3.1 - Mapa de localização da cidade de Camaragibe – PE	47
Figura 3.2 - Localização dos furos de sondagem.....	49
Figura 3.3 - Seção longitudinal	49

Figura 4.1 - Elementos de risco	55
Figura 4.2 - Mapa dos setores de risco de Camaragibe	58
Figura 5.1 - Topo da encosta – condição de umidade natural	72
Figura 5.2 - Meia encosta – condição de umidade natural	73
Figura 5.3 - Base da encosta – condição de umidade natural	73
Figura 5.4 - Global – condição de umidade natural	74
Figura 5.5 - Topo da encosta – condição inundada	75
Figura 5.6 - Meia encosta – condição inundada	75
Figura 5.7 - Base da encosta – condição inundada	76
Figura 5.8 - Global – condição inundada	76
Figura 5.9 - Meia encosta, hipótese 1	77
Figura 5.10 - Meia encosta, hipótese 2.1	78
Figura 5.11 - Meia encosta, hipótese 2.2	78
Figura 5.12 - Topo da encosta – condição inundada (Macstars 2000®)	82
Figura 5.13 - Topo da encosta – reforço com grampos (Macstars 2000®)	82
Figura 5.14 - Esboço da seção longitudinal – disposição do grampos	83
Figura 5.15 - Esboço da vista frontal – disposição dos grampos	83
Figura 5.16 - Esquema de projeto de drenagem	84
Figura 5.17 - Drenagem profunda	86
Figura 5.18 - Drenagem de paramento – (a) linear contínuo (b) barbacã	86
Figura A.1 - Furo de Sondagem SP-01, com indicação da geologia e da umidade do solo.	93
Figura A.2 - Furo de Sondagem SP-02, com indicação da geologia e da umidade do solo.	94
Figura A.3 - Furo de Sondagem SP-03, com indicação da geologia e da umidade do solo.	95

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificação dos movimentos de massa segundo Augusto Filho	6
Quadro 2.2 - Classificação simplificada dos movimentos de massa	7
Quadro 2.3 - Acidentes Importantes Associados a Escorregamentos no Brasil	13
Quadro 2.4 - Acidentes associados a escorregamentos na RMR	15
Quadro 2.5 - Classes e causas de deslizamentos de encostas	17
Quadro 2.6 - Classes e causas de deslizamentos de encostas	18
Quadro 2.7 - Fator de segurança e condições de estabilidade	20
Quadro 2.8 - Resumos das características dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos .	22
Quadro 2.9 - Resumos das características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos	22
Quadro 2.10 - Principais tipos de obras de estabilização de taludes segundo Carvalho	24
Quadro 2.11 - Principais tipos de obras de estabilização de taludes segundo Santana	25
Quadro 2.12 - Altura das etapas de escavação	31
Quadro 2.13 - Número de ensaios de arrancamento recomendado.....	39
Quadro 2.14 - Hipótese de Schlosser	42
Quadro 2.15 - Características dos métodos de cálculo em solo grampeado.....	43
Quadro 2.16 - Valores típicos de projetos em estruturas de solo grampeado	45
 Quadro 3.1 - Resumo dos principais ensaios realizados.....	 50
 Quadro 4.1 - Classificação dos riscos.....	 54
Quadro 4.2 - Dados do mapeamento de risco de deslizamento de encostas.....	57
 Quadro 5.1 - Introdução ao roteiro de cadastro.....	 63
Quadro 5.2 - Classificação dos riscos.....	70
Quadro 5.3 - Parâmetros de entrada no software SLOPE/W	72
Quadro 5.4 - Métodos analisados com os seus respectivos fatores de segurança	79

LISTA DE FOTOS

Foto 5.1 - Moradias em alvenaria (meia encosta) (a) e (b).....	64
Foto 5.2 - Moradias em alvenaria (meia encosta)	64
Foto 5.3 - Perfil da encosta.....	65
Foto 5.4 - Lixo espalhado	65
Foto 5.5 - Drenagem existente de águas servidas (a) e águas pluviais (b)	66
Foto 5.6 - Vegetação existente	67
Foto 5.7 - Funcionários da prefeitura retirando a cobertura vegetal	67
Foto 5.8 - Fissuras verificadas nas construções	68
Foto 5.9 - Presença de fissuras nos taludes	68
Foto 5.10 - Árvore no talude inclinada	69
Foto 5.11 - Evidências de escorregamentos anteriores	69

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

A_s	Área da seção transversal de uma barra
C	Coesão
CD	Cisalhamento direto
CDI	Cisalhamento direto inundado
CDN	Cisalhamento direto natural
d	Densidade de grampeamento
FS	Fator de segurança
f_y	Tensão de escoamento
H_{escav}	Altura de escavação
L_{inj}	Comprimento do trecho injetado do grampo
L_p	Comprimento embutido na zona passiva
N	Relação de estabilidade
N_{spt}	Número de golpes do ensaio SPT
q_s	Resistência ao cisalhamento
S_h	Espaçamento horizontal entre grampos
S_v	Espaçamento vertical entre grampos
T	Carga de trabalho à tração de um grampo
T_{max}	Força máxima de tração
T_N	Força normal máxima
Φ_{furo}	Diâmetro do furo
ϕ	Ângulo de atrito
γ	Peso específico

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	ii
ABSTRACT.....	iii
LISTA DE FIGURAS.....	iv
LISTA DE QUADROS.....	vi
LISTA DE FOTOS.....	vii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	viii
 CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS.....	2
1.2 JUSTIFICATIVA	3
 CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 MOVIMENTOS DE MASSA	4
2.1.1 Classificação dos movimentos de massa.....	5
2.1.2 Histórico dos escorregamentos na RMR	13
2.1.3 Causas e condicionantes dos movimentos de massa	16
2.2 ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES.....	19
2.2.1 Métodos de análise de estabilidade de taludes.....	19
2.2.2 Obras de estabilização de encostas	22
2.3 SOLO GRAMPEADO	27
2.3.1 Origem do solo grampeado.....	27
2.3.2 A técnica do solo grampeado	29
2.3.3 Sequência executiva.....	30
2.3.4 Drenagem.....	33
2.3.5 Cortinas atirantadas <i>versus</i> solo grampeado	35
2.3.6 Vantagens e limitações do uso.....	36
2.3.7 Ensaio de arrancamento	38
2.3.8 Dimensionamento.....	41

2.3.9	Por que utilizar a técnica de solo grampeado?	45
CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO		46
3.1	LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	46
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA	47
3.3	ASPECTOS CLIMÁTICOS	50
3.4	VEGETAÇÃO	51
CAPÍTULO 4 – ANÁLISE E GERENCIAMENTO DE RISCOS		52
4.1	CLASSIFICAÇÃO DOS RISCOS E CONCEITOS BÁSICOS	52
4.2	AVALIAÇÃO E GERENCIAMENTO DOS RISCOS	55
4.3	AÇÕES PARA REDUÇÃO DE RISCOS	59
CAPÍTULO 5 - ESTUDO DE CASO: ALTO DO PADRE CÍCERO EM CAMARAGIBE-PE		61
5.1	ANÁLISE DE RISCO	61
5.2	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA	71
5.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO: SOLO GRAMPEADO	80
5.4	RECOMENDAÇÕES DE DRENAGEM	84
5.5	RECOMENDAÇÕES DE PROTEÇÃO SUPERFICIAL	87
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....		88
6.1	CONCLUSÕES.....	88
6.2	RECOMENDAÇÕES.....	89
BIBLIOGRAFIA		90
ANEXOS		93
A.	PERFIS GEOTÉCNICOS OBTIDOS DAS SONDAGENS SPT	93

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

O espaço urbano do município de Camaragibe, assim como a maioria das cidades brasileiras, se desenvolveu de forma não planejada. O município tem origem no Engenho Camaragibe, localizado na chamada Região Metropolitana do Recife, e somente a partir do século XVI, foi se integrando ao crescimento urbano do Recife. Nas últimas décadas do século XX, houve um forte adensamento populacional, decorrente do processo de ocupação da periferia em função do grande êxodo rural que levou migrantes do agreste e do sertão do estado para a região metropolitana.

Observa-se então uma ocupação do solo urbano de forma desordenada, principalmente a ocupação indevida nas áreas de morros, nas áreas alagadiças e nas margens de rios, forçada pela grande urbanização e pela crescente especulação imobiliária que força a população de baixa renda a habitar essas zonas periféricas e de risco geológico. Atualmente, cerca de 2/3 (dois terços) da população do município se encontra nessas áreas, sendo que aproximadamente a metade dessas pessoas vive em áreas de risco permanente nos períodos de chuva. (AYRES, 2008).

Apesar de a legislação em vigor restringir a ocupação nessas áreas, a população que habita os morros vem adotando “soluções” para a ocupação que implicam na retirada da cobertura vegetal e no corte inadequado de barreiras e que ajudam a transformar os morros em áreas de risco ambiental (FIDEM, 2003). Nota-se, portanto, que os dois agentes principais da produção do ambiente construído – os moradores e o Poder Público – encontram-se acomodados. Os moradores desconhecem ou ignoram as características do ambiente e os riscos envolvidos, e os gestores não incluem ou não priorizam o planejamento urbano nas áreas de morro, atuando apenas em obras emergenciais durante o período de chuvas.

Em grande parte dos estudos realizados sobre os problemas geológico-geotécnicos decorrentes da expansão urbana desordenada, verificou-se que a ocupação de áreas impróprias resultou em impactos negativos que afetaram tanto a paisagem urbana, quanto a qualidade de vida da população, ocasionando a degradação ambiental e o surgimento de situações de risco geológico (escorregamentos de terra). Os riscos são evidentes e somente frente a estes é que se pode convencer o poder público, os técnicos e a população da necessidade da adoção de medidas preventivas aos problemas decorrentes do processo de ocupação.

Assim, a fim de mitigar o risco de deslizamento presente nas encostas, com a restrição de movimentos de massa, faz-se necessário o estudo de estabilização de taludes e, uma das técnicas de reforço de solo que tem crescido no Brasil devido sua fácil adaptabilidade e economia, é a técnica de solo grampeado. Tal estrutura de estabilização consiste na inserção de chumbadores, geralmente de aço com tratamento anticorrosivo, por cravação ou por injeção, associados ao preenchimento com calda de cimento, drenagem superficial e profunda e construção de um paramento frontal em concreto ou grama.

A técnica de solo grampeado proporciona grandes vantagens, comparativamente a outros sistemas de contenção, quando aplicada em taludes íngremes em corte: possibilitando um maior aproveitamento do espaço e reduzindo os custos com escavações, maior rapidez na execução da obra, utilização de equipamentos de pequeno porte, fácil adaptação a geometrias variáveis, pequeno movimento do maciço para gerar a mobilização de trabalho dos chumbadores e economia (BEZERRA, 2012).

Portanto, o presente trabalho visa dar continuidade aos estudos de estabilização realizados pelo Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies – GEGEP, através do estudo de estabilização da encosta do Alto Padre Cícero, localizada em Camaragibe-PE; consistindo na análise dos riscos associados à ocupação da encosta, recomendações para gerenciamento dos riscos encontrados e sugestão de estabilização com a aplicação do solo grampeado.

1.1 OBJETIVOS

Objetivo Geral

Realizar a análise e propor o gerenciamento dos riscos associados à ocupação da encosta do Alto do Padre Cícero, no município de Camaragibe-PE, e apresentar uma solução de estabilização com o uso da técnica de solo grampeado e recomendações de drenagem.

Objetivos Específicos

- Avaliar o comportamento geológico-geotécnico da encosta do Alto do Padre Cícero, quanto à estabilidade de taludes, através de levantamentos topográficos e análise de ensaios de campo, ensaios de laboratório e análise de estabilidade;

- Avaliar os riscos associados à ocupação da encosta, objeto desse estudo, através de estudos, visitas de campo e considerando a análise de estabilidade, e propor recomendações para o gerenciamento dos riscos encontrados;
- Apresentar uma solução de estabilização, utilizando a técnica de solo grampeado e drenagem da área.

1.2 JUSTIFICATIVA

Nos últimos anos, várias cidades brasileiras sofreram inúmeras perdas humanas e materiais devido a movimentos de massa em encostas, que atualmente se configuram como um dos principais fatores de risco causadores de desastres naturais. Com base nisso, o presente estudo foi realizado com a intenção de contribuir para o tratamento de uma encosta ocupada, no município de Camaragibe-PE, apresentando a análise de riscos e uma solução de estabilização, a fim de evitar a ocorrência de um escorregamento de terra e consequentes danos à população.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo consiste de uma revisão da literatura sobre movimentos de massa, com ênfase nos escorregamento, sobre os métodos de estabilização de taludes e sobre a técnica de solo grampeado. Para tanto, são abordados os tipos mais frequentes de movimentação nas encostas e seu agentes, causas e os condicionantes destes processos; além dos princípios dos métodos de estabilização e as características e sequência executiva da técnica do solo grampeado.

2.1 MOVIMENTOS DE MASSA

“As encostas constituem uma conformação natural do terreno, originadas pela ação de forças externas e internas, por meio de agentes geológicos, climáticos, biológicos e humanos, os quais, através dos tempos, esculpem a superfície da Terra.” (CARVALHO et al., 2007)

O nome genérico talude compreende quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, definidos como encostas de superfície não horizontais originadas por agentes naturais, ou artificiais como os taludes de corte e aterro, resultantes de algum processo de escavação ou aporte de materiais, respectivamente, executado pelo homem.

HUTCHINSON (1968, a partir de CAMPOS, 2011) define os movimentos gravitacionais de massa como movimentos induzidos pela ação da gravidade, como por exemplo, os escorregamentos de encostas e as quedas de blocos rochosos. Os movimentos regidos por um agente de transporte como água, gelo, neve ou ar, são denominados processos de transporte de massa.

O termo escorregamento se refere ao deslocamento rápido de uma massa de solo ou de rocha que, rompendo-se no maciço, desliza para baixo e para o lado, ao longo de uma superfície de deslizamento. (CAPUTO, 1998). Os escorregamentos são um dos processos mais importantes associados à dinâmica superficial do território brasileiro, pois estão entre os principais fatores de risco causadores de desastres naturais. Esta importância decorre

das elevadas frequências e da grande extensão da área com potencialidade para ocorrência destes processos. Este quadro é resultado das características geológicas, geomorfológicas e climáticas do Brasil, associadas à intensa urbanização e ao empobrecimento geral da população.

2.1.1 Classificação dos movimentos de massa

Os movimentos de massa são processos exógenos, que provêm da atmosfera e hidrosfera (agem de fora da superfície da Terra para dentro) e tem como fonte de energia a gravidade (intemperismo, maremotos, movimentos gravitacionais de massa (deslizamentos)) e de transporte de massa (erosão).

Existem inúmeros sistemas de classificação relacionados a deslizamentos que, de maneira geral, buscam correlacionar cada tipo de movimento da encosta a um grupo de características, tais como: natureza do material, velocidade e direção do movimento, profundidade e raio de alcance, ambiente geomorfológico e climático, superfície de ruptura, estado de tensões “in situ” e potencial destrutivo. (FERNANDES, 2000).

Em geral, as classificações são baseadas na combinação dos seguintes critérios (COUTINHO, 2005):

- Cinemática do movimento: relacionada à velocidade, direção e sequência dos deslocamentos em relação ao terreno estável;
- Tipo de material: solo, rocha, solos e rochas, detritos, depósitos, etc., estrutura, textura e percentagem de água;
- Geometria: tamanho e forma das massas mobilizadas.

Para a realidade brasileira, uma das classificações mais aceitas é de Augusto Filho (1998), onde os movimentos de massa relacionados a encostas são agrupados em quatro grandes classes de processos: quedas (falls), escorregamentos (slides), rastejo (creep) e corridas (flows), apresentados no **Quadro 2.1**.

Em nível internacional, a proposta mais aceita, é a de Cruden & Varnes (1996), apresentada no **Quadro 2.2**, que descreve o tipo de movimento, o tipo de material e a atividade de um movimento de massa.

Quadro 2.1 - Classificação dos movimentos de massa segundo Augusto Filho

PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA
Rastejo (Creep)	- vários planos de deslocamento (internos). - velocidades muito baixas (cms/ano) a baixa e decrescentes com a profundidade - movimentos constantes, sazonais ou intermitentes - solo, depósitos, rocha alterada/fraturada - geometria indefinida
Escorregamentos (Slides)	- poucos planos de deslocamento (internos). - velocidades médias (m/h) a alta (m/s). - pequenos a grandes volumes de material. - geometria e materiais variáveis: PLANARES = solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; CIRCULARES = solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; EM CUNHA = solos e rochas com dois planos de fraqueza.
Quedas (Falls)	- sem planos de deslocamento. - movimento tipo queda livre ou em plano inclinado. - velocidades muito altas (vários m/s). - material rochoso. - pequenos a médios volumes. - geometria variável: lascas, placas, blocos. - rolamento de matação - tombamento
Corridas (Flows)	- muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação). - movimento semelhante ao de um líquido viscoso. - desenvolvimento ao longo das drenagens. - velocidades médias a altas. - mobilização de solo, rocha, detritos e água. - grandes volumes de material. - extensos raios de alcance, mesmo em áreas planas.

Fonte: AUGUSTO FILHO (1992), a partir de FERNANDES, 2000)

Na classificação de CRUDEN & VARNES (1996), os materiais são caracterizados como (COUTINHO, 2010):

- ROCHA: massa dura ou firme que se apresenta intacta antes de iniciar o movimento;
- SOLO: agregado de partículas sólidas (minerais e rochas), que foram transportadas ou sofreram processos de intemperismo. Representam materiais que possuem 80% ou mais de partículas < 2mm.

- DETRITOS: contêm significativa proporção de material “grosso”, com 20 a 80% de partículas > 2mm.

Quadro 2.2- Classificação simplificada dos movimentos de massa

TIPO DE MOVIMENTO	TIPO DE MATERIAL		
	ROCHA	SOLO	
		Predominantemente GROSSO	Predominantemente FINO
Queda	Queda de rocha	Queda de detritos	Queda de solo
Tombamento	Tombamento de rocha	Tombamento de detritos	Tombamento de solo
Escorregamento	Escorregamento em rocha	Escorregamento de detritos	Escorregamento de solo
Expansões	Expansões laterais de rocha	Expansões laterais de detritos	Expansões laterais de solo
Escoamento	Movimento lento/Corrida de rocha	Movimento lento/Corrida de detritos	Movimento lento/Corrida de solo

Fonte: CRUDEN & VARNES, 1996, a partir de COUTINHO, 2005

a) Quedas

Os movimentos tipo queda são extremamente rápidos e envolvem, em geral, uma massa de rocha de qualquer tamanho (desde blocos isolados a grandes massas rochosas, de solo e detritos) que se aparta de um talude íngreme, caindo encosta abaixo em movimento de queda livre ou em plano inclinado.

HUTCHINSON (1988, a partir de FERNANDES, 2000) separa as quedas em primárias ou secundárias; primárias quando ocorre o destacamento de solos, detritos e rochas do material de origem; secundárias quando ocorrem quedas de matações e massas já destacadas e depositadas nas encostas.

A ocorrência deste processo está ligada à presença de afloramentos rochosos em encostas íngremes, sendo potencializados pela dilatação e contração da rocha. As causas básicas são as descontinuidades do maciço rochoso, que propiciam isolamento de blocos unitários de rocha, subpressão através do acúmulo de água, descontinuidades ou penetração de raízes.

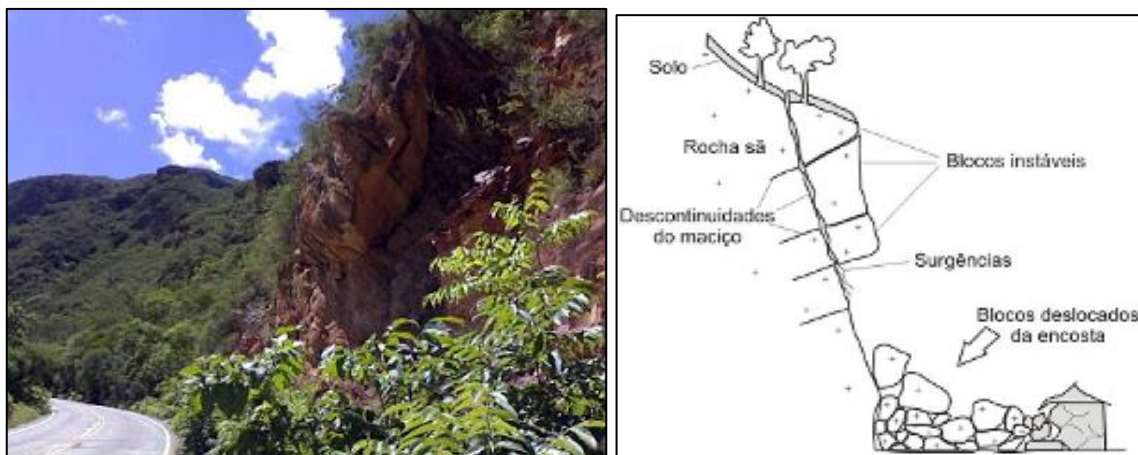


Figura 2.1 - Esquema de processo de queda de blocos de rocha

Fonte: CARVALHO et al., 2007

b) Tombamentos

São movimentos em que ocorre a rotação de um bloco de solo ou rocha em torno de um ponto abaixo do centro de gravidade da massa despreendida, por meio da ação da gravidade, ou por meio de forças aplicadas pelas unidades adjacentes, ou ainda por fluidos presentes nas descontinuidades.

O tombamento de blocos acontece em taludes íngremes, relativos a terrenos rochosos, e estão condicionados pela presença de descontinuidades verticais. Em geral, são movimentos mais lentos que as quedas, e ocorrem principalmente em taludes de corte, onde a mudança da geometria acaba desconfinando estas descontinuidades, propiciando o tombamento das paredes do talude. Podem culminar ou não com a queda ou deslizamento, dependendo da geometria e orientação do talude e das descontinuidades.

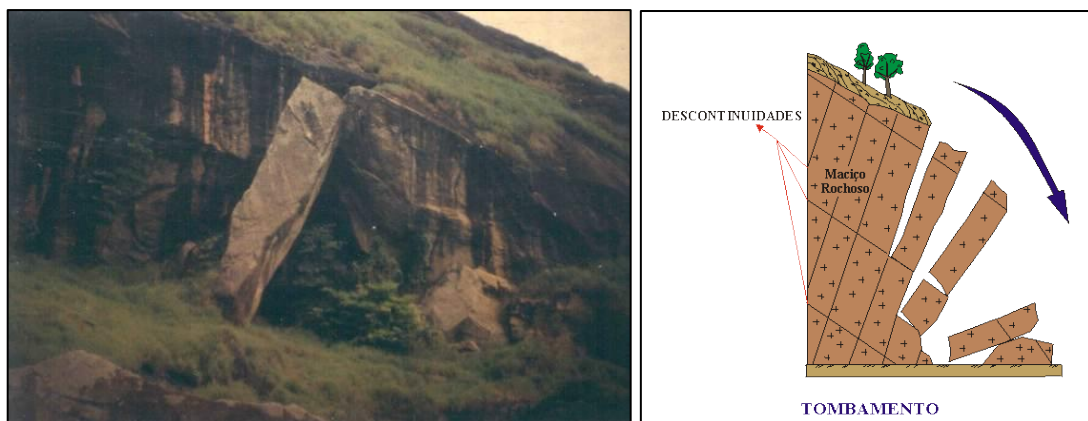


Figura 2.2 - Esquema de processo de tombamento de blocos de rocha

Fonte: INFANTI & FORMASARI FILHO (1998, a partir de COUTINHO, 2010)

c) Escorregamentos

Os escorregamentos são um dos processos mais importantes associados à dinâmica superficial do território brasileiro. Esta importância decorre das elevadas frequências e da grande extensão da área com potencialidade para ocorrência destes processos. Este quadro é resultado das características geológicas, geomorfológicas e climáticas do Brasil, associadas à intensa urbanização e ao empobrecimento geral da população.

São processos que se caracterizam pelo movimento rápido de massas de solo ou rocha, geralmente bem definidas quanto aos limites laterais e profundidade (superfície de ruptura) e cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora de um talude. AUGUSTO FILHO (1992, a partir de FERNANDES, 2000) explica que o mecanismo de ruptura envolvido nestes processos ocorre por aumento das tensões atuantes ou queda da resistência, em períodos relativamente curtos, ou combinações destes mecanismos, que levam os terrenos, que constituem os taludes e encostas naturais, a rupturas por cisalhamento.

Diferentes tipos de escorregamentos podem ser identificados em função da natureza do material e de sua geometria, que varia em função da existência ou não de estruturas ou planos de fraqueza nos materiais movimentados que condicionam a formação das superfícies de ruptura. De acordo com CARVALHO et al. (2007), os escorregamentos podem ser subdivididos em:

- Translacionais
- Rotacionais
- Em cunha

Alguns autores ainda diferenciam os chamados deslizamentos induzidos, ou causados pela ação antrópica, quando da execução inadequada de cortes e aterros, pela concentração de águas pluviais e servidas, pela retirada da vegetação, etc. Muitas vezes, este processo mobiliza materiais produzidos pela própria ocupação, envolvendo massas de solo de geometria e dimensões variadas, lixo e entulho.

Os escorregamentos translacionais ou planares ocorrem predominantemente em solos pouco desenvolvidos das vertentes com altas declividades. A ruptura é por cisalhamento e caracteriza-se pelo deslocamento da massa sobre uma superfície relativamente plana, de pequena espessura e comprimentos bem superiores às larguras. São condicionados por um plano de fraqueza, desfavorável à estabilidade, originadas de descontinuidades geológicas como fraturas, falhas, foliações e xistosidades.

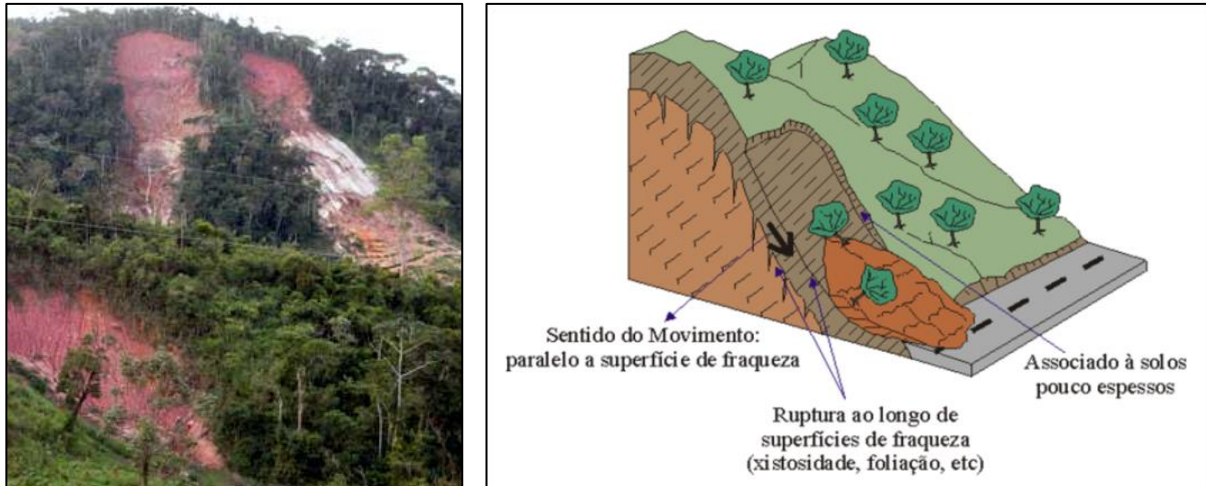


Figura 2.3 - Esquema de processo de escorregamento translacional

Fonte: CRUDEN & VARNES (1996, a partir de COUTINHO 2010)

Os escorregamentos rotacionais ou circulares possuem superfícies de deslizamento circular com concavidade voltada para cima, sendo comum a ocorrência de uma série de rupturas combinadas e sucessivas. Segundo Guidicini e Nieble (1983, a partir de FERNANDES, 2000), neste processo, o colapso da massa ocorre por ruptura ao longo da superfície de escorregamento e rotação em torno do centro do arco.

A força responsável pelo colapso é, em princípio, o peso da cunha, enquanto a força resistente é, em princípio, a resistência ao cisalhamento ao longo do círculo de ruptura. Em geral, possuem um raio de alcance relativamente menor que os deslizamentos translacionais.

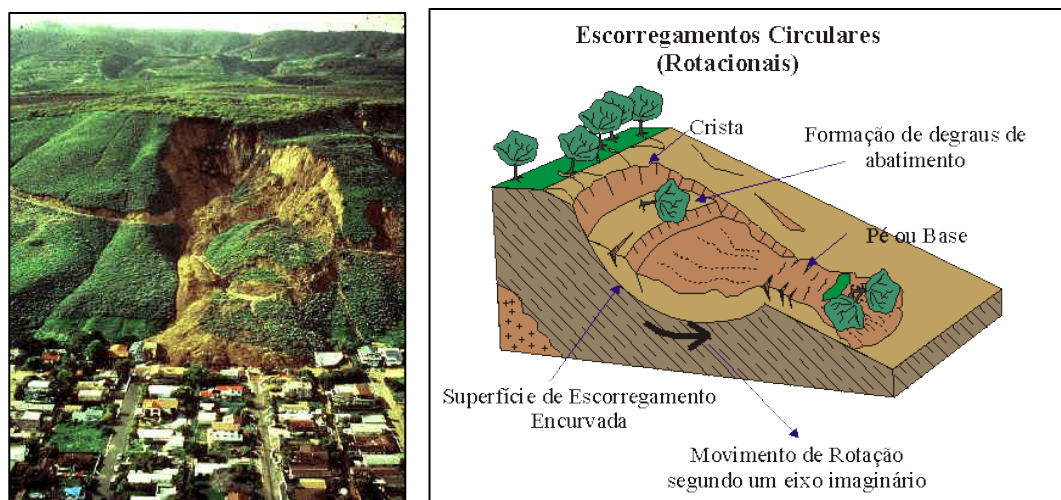


Figura 2.4 - Esquema de processo de escorregamento rotacional

Fonte: Fonte: CRUDEN & VARNES (1996, a partir de COUTINHO 2010)

Os escorregamentos em cunha são mais comuns em rocha ou em taludes de corte ou encostas que sofreram algum processo natural de erosão ou deslizamentos anteriores. Este processo está associado à existência de dois planos de fraqueza desfavoráveis a estabilidade, condicionando o deslocamento ao longo do eixo de intersecção destes planos.



Figura 2.5 - Esquema de processo de escorregamento em cunha

FONTE: Fonte: CRUDEN & VARNES (1996, a partir de COUTINHO 2010)

d) Expansões Laterais

São movimentos caracterizados pela expansão de um solo coesivo ou de uma massa de rocha combinado com uma subsidência da massa fraturada numa camada de material subjacente que apresenta pouca resistência (CRUDEN & VARNES, 1996, a partir de COUTINHO, 2010). A superfície de ruptura não se apresenta como uma superfície de intenso cisalhamento. Expansões laterais podem resultar da liquefação ou escoamento de materiais. VARNES (1978) distinguiu expansões laterais típicas de rochas, como movimentos que não apresentam superfície de ruptura definidas das expansões laterais em solos, ocorridas devido à liquefação dos materiais de camadas subjacentes.

e) Escoamentos

São representados por deformações, ou movimentos contínuos, estando ou não presente uma superfície definida ao longo da qual a movimentação ocorra. São classificados em rastejos (movimentos lentos) e corridas (movimentos rápidos).

Rastejos – São movimentos lentos e, em geral, envolvem grandes massas de materiais. Esse processo atua sobre os horizontes superficiais do solo, bem como, nos horizontes de transição solo/rocha e até mesmo em rocha, em profundidades maiores. Este processo não apresenta uma superfície de ruptura definida e a ocorrência deste tipo de movimento pode ser evidenciada através da aparição de trincas e inclinação de árvores ou qualquer outro marco fixo.

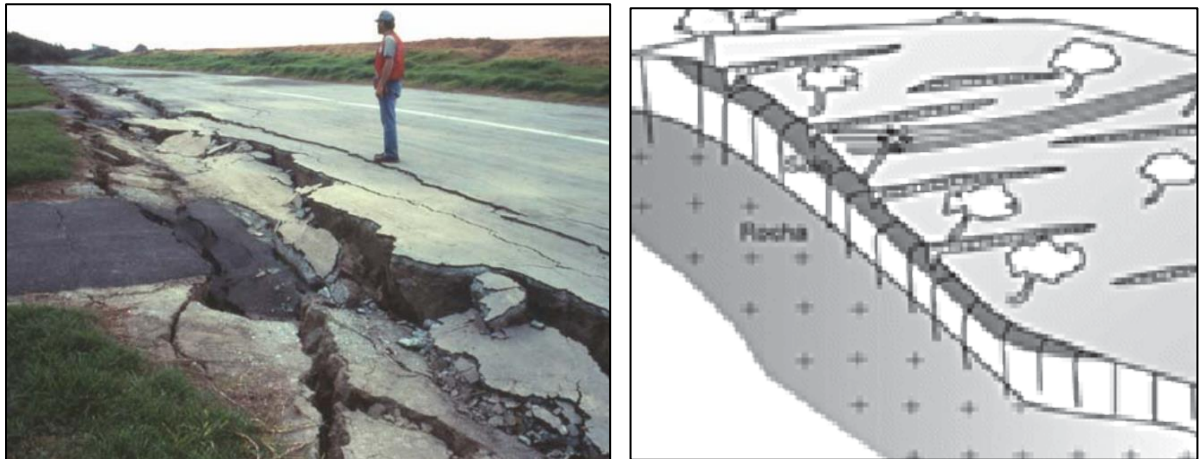


Figura 2.6- Esquema de processo de rastejo

Fonte: CARVALHO et al., 2007

Corridas - São formas rápidas de escoamento, de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água. São mais raras, mas podem provocar grandes desastres devido ao alto poder destrutivo e extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.



Figura 2.7 - Esquema de processo de corrida

Fonte: <http://ageoesta.blogspot.com.br/2011/06/movimentos-gravitacionais-de-massa.html>

2.1.2 Histórico dos escorregamentos na RMR

No Brasil, os escorregamentos são os acidentes naturais que apresentam o maior número de óbitos. Entre 1947 e 1988, os escorregamentos foram responsáveis por 29% das mortes registradas em 1.062 catástrofes naturais (BENNETT & DOYLE, 1997, a partir de ALHEIROS, 1998). Nas últimas décadas, os números referentes a esses desastres no Brasil também apresentam valores consideráveis, como os apresentados no **Quadro 2.3**.

Quadro 2.3 - Acidentes Importantes Associados a Escorregamentos no Brasil

LOCAL	ANO	MORTES	DESTRUIÇÃO
Santos	1928	60	Santa Casa de Santos
Vale do Paraíba	1948	250	centenas de casas
Santos	1956	43	100 casas
Rio de Janeiro	1966	100	não informado
Serra das Araras	1967	1.200	casas, rodovias e usina hidrelétrica
Caraguatatuba	1967	120	400 casas
Salvador	1971	104	não informado
Campos de Jordão	1972	> 10	60 casas
Maranguape	1974	12	dezenas de casas
RMR - Recife	1984	12	não informado
Lavrinhas	1986	11	casas e pontes
Cubatão	1988	10	não informado
Petrópolis	1988	171	1.100 casas
Rio de Janeiro	1988	> 30	dezenas de casas
Salvador	1989	>100	dezenas de casas
São Paulo	1989	14	não informado
Recife	1990	39	não informado
Blumenau	1990	> 10	casas, pontes e vias
São Paulo	1990	> 10	não informado
Belo Horizonte	1992	> 10	não informado
Contagem	1992	36	dezenas de casas
Salvador	1992	11	não informado
Salvador	1995	> 40	dezenas de casas
Salvador	1996	> 30	não informado
Recife	1996	42	dezenas de casas

Fonte: AUGUSTO FILHO, 1994, a partir de ALHEIROS, 1998

Para o caso da RMR, as principais causas de escorregamento estão associadas à degradação ambiental (remoção da vegetação natural) e da intensificação de cortes e aterros inadequados para a ocupação desordenada das áreas urbanas, em geral, pela população de baixa renda.

Segundo ALHEIROS (1998), do ponto de vista geológico e geomorfológico, a RMR, mostra um relevo maduro, naturalmente estabilizado, sobre rochas cristalinas do embasamento e rochas sedimentares das bacias cretáceas do Cabo e Pernambuco-Paraíba. Sobre as coberturas pliocênicas da Formação Barreiras é que os processos de erosão e escorregamento, usualmente conjugados, concentram a maior parte dos acidentes e, mesmo assim, em áreas ocupadas.

Na RMR, o problema dos deslizamentos se tornou mais grave a partir da década de 1980, quando foram registradas dezenas de escorregamentos na zona norte da cidade de Recife (no período de 1993 a 1996 foram registrados 757 escorregamentos), que causaram 67 mortes (GUSMÃO, 1997, a partir de COUTINHO & SILVA, 2005), enquanto que entre 1994 e 2005 foram registradas 100 mortes em toda RMR, devido principalmente ao aumento da urbanização, desenvolvimento e desmatamento em áreas sujeitas a esses movimentos e ao aumento das precipitações regionais.

ALHEIROS (1998), em sua pesquisa, reuniu dados dos acidentes registrados na década de 90 pelos principais jornais locais e pelos órgãos de defesa civil na RMR (**Quadro 2.4**). A partir desses dados, observou que a ocorrência de escorregamentos se dá em toda a RMR, à exceção de Itamaracá e Ipojuca, com maior concentração no Recife, Olinda, Camaragibe e Abreu e Lima (**Figura 2.8**).

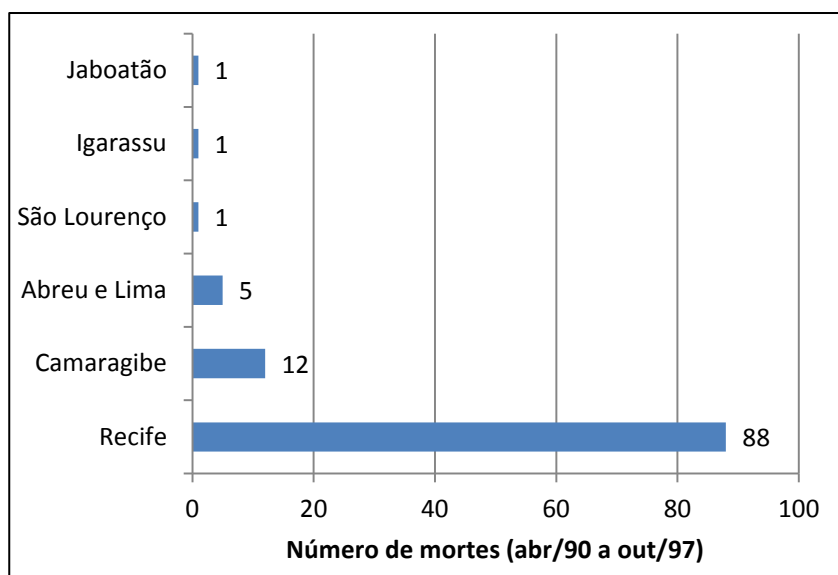


Figura 2.8 – Índice de mortes por escorregamento na RMR (década de 90)

Fonte: CODECIR, a partir de Alheiros, 1998

Quadro 2.4 - Acidentes associados a escorregamentos na RMR

MUNICÍPIO	MÊS/ANO	ÁREA AFETADA	DESABRIGADOS	MORTES
Recife	abr/90	Zona Sul	sem informação	1
Recife	mai/90	Zona Norte	60	1
Recife	jun/90	Zona Norte	12	5
Recife	jun/90	Zona Sul	12	0
Abreu e Lima	jul/90	Fosfato	4	1
Igarassu	jul/90	Cruz de Rebouças	sem informação	1
Recife	jul/90	Zona Norte	730	9
Camaragibe	jul/90	sem informação	400	0
Olinda	jul/90	sem informação	32	4
Recife	jul/90	Zona Norte	sem informação	17
Recife	ago/90	Zona Norte	100	0
Recife	abr/91	Zona Norte	sem informação	1
Recife	mai/91	Zona Norte	7	0
Recife	jul/91	Zona Norte	11	0
Recife	abr/92	Zona Norte	10	0
Cabo	jun/92	São Francisco	10	0
Recife	jun/92	Zona Sul	28	0
Recife	jul/92	Zona Norte	10	0
Jaboatão	jul/92	Vila Rica	12	2 feridos
Camaragibe	abr/94	Bairro dos Estados	sem informação	6
Recife	abr/94	Zona Sul	7	0
Jaboatão	abr/94	Socorro	4	0
Jaboatão	mai/94	Alto da Goiabeira	4	1
Recife	mai/94	Zona Sul	5	0
Recife	mai/94	Zona Norte	90	1 + 6 feridos
Recife	mai/94	Zona Oeste	3	0
Recife	jun/94	Zona Norte	10	8 + 12 feridos
Camaragibe	jun/95	Tabatinga	4	0
Cabo	jul/95	sem informação	8	0
Recife	jul/95	Zona Oeste	2	0
Recife	jul/95	Zona Norte	29	1 + 6 feridos
Olinda	abr/96	Morros Zona Sul	1200	9
Camaragibe	abr/96	sem informação	525	8
Recife	abr/96	Zona Norte	2000	42
Recife	abr/96	Zona Sul	260	1
Recife	mai/96	Zona Sul	8	0
Recife	mai/96	Zona Norte	3	0
Recife	jun/96	Zona Norte	9	0
Recife	ago/96	Zona Norte	sem informação	3 feridos
Recife	abr/97	Zona Norte	25	0
Recife	mai/97	Zona Norte	9	1
Recife	mai/97	Zona Sul	5	0
Jaboatão	mai/97	sem informação	5	0
Abreu e Lima	mai/97	Matinha	sem informação	4
São Lourenço	mai/97	Barro Vermelho	sem informação	1
Recife	jun/97	Zona Norte	sem informação	2 feridos

Fonte: CODECIR, a partir de Alheiros, 1998

Em agosto de 2000, foram registradas mais de 20 vítimas, incluindo duas mortes em Camaragibe, e cerca de 1.050 famílias desabrigadas em toda Região Metropolitana do Recife, devido a uma precipitação atípica de 313 milímetros registrada em 48 horas, um fenômeno que superou todas as expectativas da defesa civil municipal.

Um evento mais recente ocorreu em maio de 2013, quando quatro horas de chuva intensa foram responsáveis por oito deslizamentos e 169 resgates na RMR. Das 5h às 9h, choveu 110 milímetros, que representa mais de 1/3 da média histórica mensal.

Na Região Metropolitana de Recife, segundo GUSMÃO FILHO (1997, a partir de MAGALHÃES, 2013), tem sido observado que os escorregamentos de solos, em sua maioria, são rasos e superfície de ruptura é translacional, paralela ao talude.

2.1.3 Causas e condicionantes dos movimentos de massa

Os movimentos de massa ocorrem sob influência de fatores naturais, antrópicos, ou ambos. As causas ou fatores influentes nos movimentos de massa devem ser bem entendidos, para que acontecimentos similares possam ser previstos, controlados e evitados, uma vez que ocorrem sob a influência de fatores geológicos, topográficos e climáticos específicos que se repetem em várias regiões do planeta.

Os condicionantes naturais podem ser divididos em dois grupos. Os agentes predisponentes, que são o conjunto de características intrínsecas do meio físico natural, como morfologia, litologia, solo, clima, hidrologia, cobertura vegetal e força da gravidade. E os agentes efetivos, que desencadeiam diretamente o processo de movimentação de massas, como chuva, erosão, vibração, vento, ondas, variação de temperatura e umidade, oscilação do nível d'água e ação do homem (CARVALHO et al., 2007).

Os condicionantes antrópicos mais danosos às encostas são a remoção da cobertura vegetal, lançamento e concentração de águas servidas e pluviais diretamente sobre o solo, execução inadequada de cortes e aterros, presença de fossas sanitárias e obstrução da drenagem natural, agravada pelo lançamento de lixo ou entulhos.

Em geral, um deslizamento está associado a um conjunto de fatores condicionantes, cujos efeitos somados determinam sua deflagração, e a identificação precisa desses fatores é fundamental para a adoção de medidas corretivas ou preventivas, garantindo maior acerto do ponto de vista técnico e econômico (CARVALHO et al., 2007).

Segundo CRUDEN & VARNES (1996, a partir de COUTINHO, 2010), os fatores causadores dos deslizamentos de encostas podem ser divididos em quatro classes de causas: geológicas, morfológicas, físicas e antrópicas (**Quadro 2.5**).

Quadro 2.5- Classes e causas de deslizamentos de encostas

CAUSAS GEOLÓGICAS	CAUSA MORFOLÓGICAS
- Perfil geotécnico / materiais problemáticos: sensitivo, colapsível, plástico / mole; - Orientação desfavorável da descontinuidade de massa (clivagem, acamamentos, xistosidades, falhas, contatos sedimentares); - Contraste na permeabilidade e seus efeitos na poro-pressão; - Contraste na rigidez (material denso sobre material plástico); - Material de preenchimento de juntas alteradas (fissuras).	- Geometria, declividade e forma da encosta / relevo; - Atividades geológicas: terremotos, vulcanismo, etc.; - Depósito de carregamento no topo do talude; - Remoção da vegetação (por erosão, queimadas, secas); - Erosão fluvial no pé do talude / erosão na face do talude; - Erosão subterrânea (“pipping”).
CAUSAS FÍSICAS	CAUSAS ANTRÓPICAS
- Chuvas intensas em períodos curtos; - Chuvas intensas de longa duração; - Inundações - Terremotos; - Contração e expansão de solos expansivos.	- Escavação na base da encosta - Sobrecarga na encosta ou no topo - Remoção vegetal; - Vibração artificial (incluindo tráfego, máquinas pesadas); - Falta de manutenção de drenagem; - Vazamento de rede de abastecimento (água e esgoto)

Fonte: CRUDEN E VARNES (1996, a partir de COUTINHO, 2010)

Os movimentos de massa ocorrem quando as solicitações são maiores que a resistência ao cisalhamento dos materiais e, de acordo com VARNES (1978, a partir de COUTINHO, 2010), os fatores deflagradores desses movimentos podem ser separados em dois grupos: os que aumentam as solicitações e os que reduzem a resistência ao cisalhamento (**Quadro 2.6**),

Quadro 2.6 - Classes e causas de deslizamentos de encostas

AÇÃO	FATORES	FENÔMENOS GEOLÓGICOS/ANTRÓPICOS
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	– Erosão, escorregamentos – Cortes
	Sobrecarga	– Peso da água de chuva, etc – Depósito de material – Peso da vegetação – Construção de estruturas, aterros, etc
	Solicitações dinâmicas	– Terremotos, ondas, etc – Explosões, tráfego, sismos induzidos;
	Pressões laterais	– Água em trincas, congelamento, material expansivo;
Redução da resistência	Características inerentes ao material (textura, geometria, estrutura)	– Características geomecânicas do material, tensões iniciais;
	Mudanças ou fatores variáveis	– Intemperismo → redução da coesão, ângulo de atrito; – Elevação do nível d'água – Aumento da umidade com redução da sucção.

Fonte: VARNES, 1978, a partir de COUTINHO, 2010

A precipitação como agente condicionante

A chuva, sem dúvida, é o componente climático mais importante no processo de instabilização de encostas. Quase todos os episódios de movimentação de massa registrados estão associados a intensas precipitações. Sua ação pode ocorrer através do aumento do grau de saturação do solo e, conseqüentemente, da diminuição da resistência destes, principalmente as parcelas de resistência relacionadas às tensões capilares (COUTINHO, 2002).

Segundo BANDEIRA (2003), as chuvas agem também com os seguintes mecanismos para instabilizar encostas:

- Elevação do lençol freático, reduzindo a pressão efetiva e gerando forças de percolação;
- Preenchimento temporário das fendas, trincas e/ou estruturas em solos e rochas (fraturas, juntas, etc.), com geração de pressões hidrostáticas; Algumas vezes gerando artesianismo e, por consequência, rupturas hidráulicas;
- Aumento da umidade sem a elevação/formação de nível d'água (solos não saturados), reduzindo a resistência dos solos pela perda de sucção - “coesão aparente”.

Com a retenção de parte da água infiltrada, aumentam o peso específico do solo e a pressão da água e diminuem a resistência do solo, diminuindo o fator de segurança, atuando como um dos fatores condicionantes de desestabilização da encosta. Quando o fator de segurança é igual a 1, o talude atinge o equilíbrio limite e ocorre o escorregamento.

Em seu estudo, GUIDICINI e IWASA (1976, a partir de COUTINHO, 2002) investigaram a correlação entre pluviosidade e escorregamentos, levando em consideração o histórico da chuva em nove regiões do Brasil, com e sem tendência ao escorregamento. Eles chegaram à conclusão de que o mesmo episódio tende a se repetir anos mais tarde numa frequência definida. E, ainda, que nos picos de chuva (precipitação intensa) existe maior tendência ao escorregamento, confirmando a importância do conhecimento do ciclo da chuva no processo de desestabilização.

2.2 ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

A escolha de uma determinada obra de estabilização requer conhecimento dos seus principais tipos, da sua forma de atuação e das solicitações que impõem ao terreno. A adoção de um determinado tipo de obra de estabilização deve ser o resultado final do estudo de caracterização geológico-geotécnico do talude em estudo e da análise de estabilidade do mesmo.

2.2.1 Métodos de análise de estabilidade de taludes

O objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de ruptura de um talude natural ou construído. Em geral, as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes atuantes com a resistência ao cisalhamento do material, definindo-se, portanto, um fator de segurança.

Por definição, o fator de segurança é o fator pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos de tal forma a tornar o talude em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície. A condição de equilíbrio limite é caracterizada pelo valor unitário do fator de segurança e este pode ser igual, superior ou inferior a 1 (**Quadro 2.7**). Nos cálculos de estabilidade, é considerado que fatores de segurança entre 1,0 e 1,5 conferem uma estabilidade precária.

Quadro 2.7- Fator de segurança e condições de estabilidade

FS	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE
FS < 1	Talude instável: caso o talude venha a ser modificado geometricamente com cortes e ou aterros; nestas condições deverá sofrer rupturas.
FS = 1	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; condição adotada geralmente nos cálculos de retroanálise.
FS > 1	Condição estável: quanto mais próximo de 1 o FS, mais precária e frágil a condição de estabilidade do talude; quanto mais distante de 1 o FS, menores serão as possibilidades de o talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas.

Fonte: CARVALHO, 1991, a partir de MAGALHÃES, 2013

O fator de segurança admissível de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo de obra e vida útil. A definição do valor admissível para o fator de segurança vai depender, entre outros fatores, das características locais, dos fatores condicionantes já descritos e, principalmente, das consequências de uma eventual ruptura, em termos de perdas humanas e/ou econômicas. Uma encosta densamente ocupada, por exemplo, terá um fator de segurança maior que uma encosta não ocupada devido aos riscos associados.

Deve-se ressaltar também que o valor do fator de segurança deve considerar não somente as condições atuais do talude, mas também o uso futuro da área, preservando-se o talude contra cortes na base, desmatamento, sobrecargas e infiltração excessiva.

As análises de estabilidade podem ser baseadas no método de análise das tensões ou no método de equilíbrio limite, sendo estes últimos os mais utilizados. Este método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de FS, simultaneamente; assim, considera-se para o estudo a seção mais crítica do talude; admite-se também que o estado de ruptura do solo seja definido pelo critério Mohr-Coulomb.

Equilíbrio limite é um método que visa determinar o grau de estabilidade a partir das seguintes premissas: 1) Arbitra-se uma determinada superfície potencial de ruptura (circular, planar, etc.) e o solo acima da superfície é considerada como corpo livre; 2) O equilíbrio é calculado pelas equações da estática, subdividindo-se a massa de solo em fatias e analisando o equilíbrio de cada fatia (**Figura 2.9**).

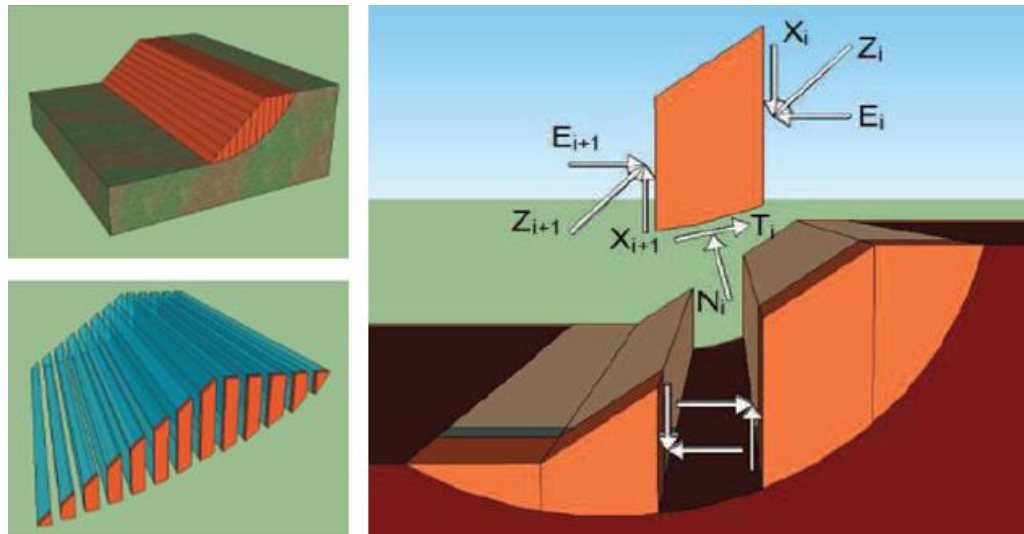


Figura 2.9 – Forças normais e de corte numa fatia genérica

Fonte: SILVA, 2011

É pertinente apresentar também algumas características/limitações dos métodos que se baseiam no equilíbrio limite (DUNCAN, 1996, a partir de SILVA, 2011):

- Admite-se que o material tenha um modelo de comportamento rígido plástico, assim admite-se que o solo rompe bruscamente sem que antes da ruptura haja sinais de deformação. Desta forma, não existe qualquer informação em relação à magnitude das tensões no interior do talude nem da sua variação ao longo da superfície de deslizamento.
- Ruptura progressiva: não é muito razoável admitir que aquela ocorra em todos os pontos da superfície de deslizamento ao mesmo tempo; de fato, inicia-se em alguns pontos e, à medida que as deformações aumentam, outros irão plastificar, atingindo também esses a ruptura. Assim, não há garantia que a máxima força possa ser mobilizada simultaneamente em todos os pontos da superfície de deslizamento.
- Hiperestacidade: no caso concreto das variantes do método das fatias, verifica-se que aquelas que apenas satisfazem o equilíbrio de forças (e não de momentos) fornecem fatores de segurança menos satisfatórios, em termos de confiabilidade, do que aqueles que satisfazem as três equações de equilíbrio.

Os **quadros 2.8 e 2.9**, a seguir, apresentam as características dos métodos de equilíbrio limite mais abordados na literatura. A partir do número de equações da estática consideradas no cálculo, os métodos são classificados como rigorosos ou não rigorosos,

sendo os primeiros, naturalmente, aqueles que satisfazem as três condições de equilíbrio (força nas duas direções e momentos).

Quadro 2.8 – Resumos das características dos métodos de equilíbrio limite não rigorosos

Métodos	Superfície	$\sum M_o=0$	$\sum F_h=0$	$\sum F_v=0$	Força E	Força X	Z
Fellenius	Circular	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não existe
Bishop Simplificado	Qualquer	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Horizontal
Janbu Simplificado	Qualquer	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Horizontal

Fonte: SILVA, 2011

Quadro 2.9 - Resumos das características dos métodos de equilíbrio limite rigorosos

Métodos	Superfície	$\sum M_o=0$	$\sum F_h=0$	$\sum F_v=0$	Força E	Força X	Z
Spencer	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgenstem-Price	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Correia	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável

Fonte: SILVA, 2011

2.2.2 Obras de estabilização de encostas

Na intenção de conter os movimentos de massas, são adotadas algumas medidas para a estabilização. Uma obra de estabilização deverá atuar diretamente nos agentes e causas da instabilização, e as alternativas de projeto deverão sempre partir das soluções mais simples e econômicas.

Segundo CARVALHO (1991), o aspecto principal no procedimento para estabilização de taludes é a ordenação racional das fases de trabalho e o correto cumprimento das mesmas. A importância desse aspecto é ainda mais relevante devido ao fato de serem comuns os exemplos de obras que são executadas sem as fases preliminares de estudo de investigação e concepção de projetos (**Figura 2.10**).

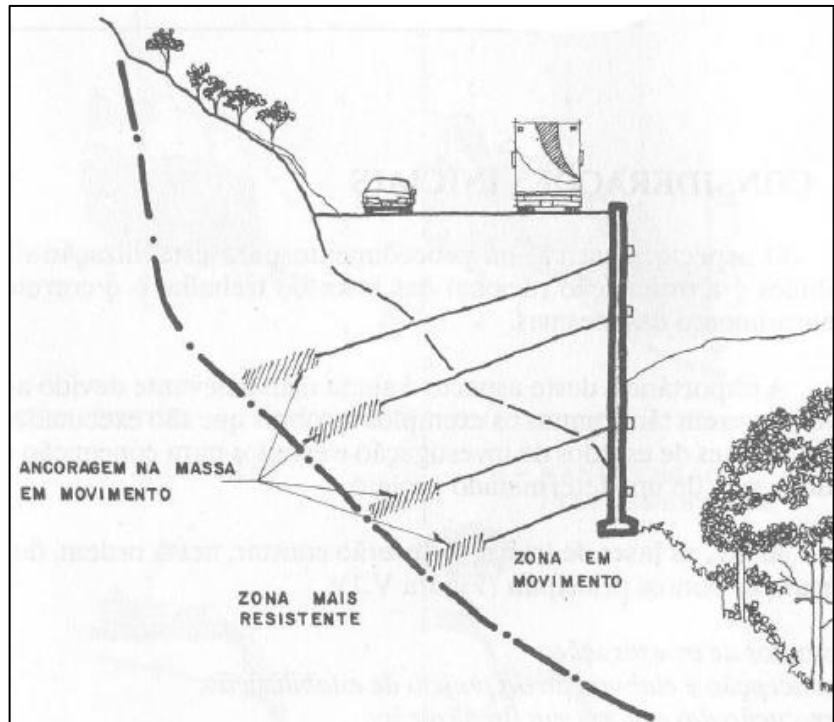


Figura 2.10 – Exemplo de obras de contenção com erro de projeto

Fonte: CARVALHO, 1991

Outro aspecto a ser considerado deve ao fato que projetos de obras de contenção mal elaborados ou de execução deficiente podem potencializar a magnitude das instabilizações, resultando em danos sociais e econômicos ainda maiores, principalmente em áreas urbanas. Entre as principais causas específicas para o insucesso de obras de estabilização, destacam-se drenagem insuficiente, remoção parcial da massa rompida, problemas de fundação de muros e aterros, atiramento dentro da massa que envolve a superfície de ruptura, entre outros.

As obras de drenagem e de proteção superficial não devem ser encaradas apenas como obras auxiliares ou complementares no projeto de estabilização (**Figura 2.11**). Uma correta execução destas obras pode ser o principal instrumento na contenção de diversos problemas de instabilização. Retaludamentos, aterros e mesmo obras como estrutura de contenção podem ser danificados ou destruídos quando seus projetos não preveem sistemas de drenagem eficientes (AUGUSTO FILHO e VIRGILI, 1998).

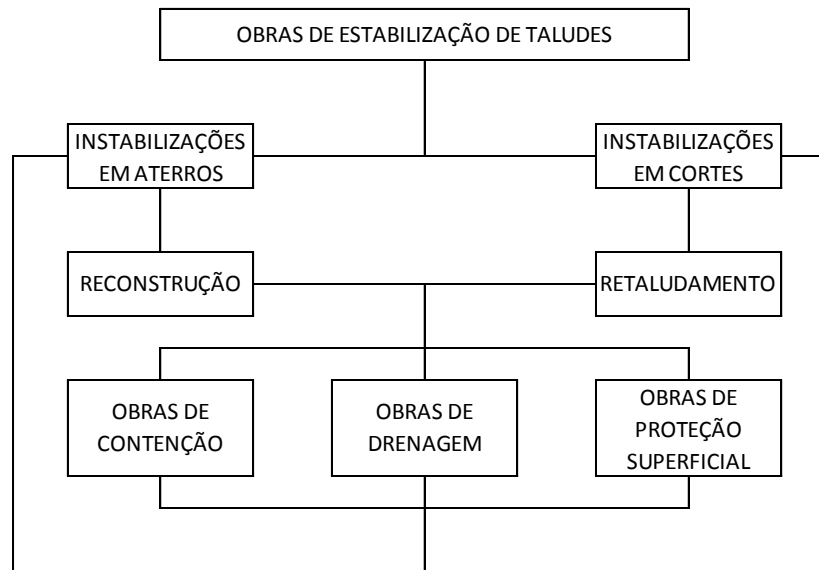


Figura 2.11 – Fluxograma de obras de estabilização de taludes

Fonte: CARVALHO, 1991

Em alguns casos, os problemas de contenção podem ser sanados apenas com a reconstrução do talude, desde que sejam adotadas práticas adequadas na execução dos aterros: escolha da jazida de solo, tratamento prévio dos solos na jazida, limpeza do terreno no preparo da fundação, estocagem de solo superficial para cobertura do aterro e do empréstimo, compactação adequada do aterro, controle de qualidade e implantação de sistema de drenagem e a proteção vegetal.

Os **quadros 2.10 e 2.11**, a seguir, apresentam os principais grupos e tipos de obras de estabilização segundo CARVALHO (1991) e SANTANA (2006), respectivamente:

Quadro 2.10- Principais tipos de obras de estabilização de taludes segundo Carvalho

Grupos	Tipos
Obras sem estrutura de contenção	retaludamentos (corte e aterro)
	drenagem (superficial, subterrânea)
	Proteção superficial (naturais e artificias)
Obras com estrutura de contenção	muros de gravidade
	atirantamentos
	aterros reforçados
	estabilização de blocos
Obras de proteção	barreiras vegetais
	muros de espera

Fonte: CARVALHO, 1991

Quadro 2.11 - Principais tipos de obras de estabilização de taludes segundo Santana

Grupos	Subgrupos		Tipos de Obras
Obras sem estrutura de contenção	Retaludamento	Cortes	Talude contínuo e escalonado
		Aterro Compactado	Carga de fase de talude (muro de terras)
	Proteção Superficial	Materiais naturais	Gramíneas
			Gramma armada com geossintético
			Vegetação Arbórea (mata)
			Selagem de fendas com solo argiloso
		Materiais artificiais	Canaletas de borda, de pé e de descida
			Cimentado
			Geomantas e gramíneas
			Geocélulas e solo compactado
			Tela argamassada
			Pano de pedra ou lajota
			Alvenaria armada
			Asfalto ou polietileno
			Lonas sintéticas
			Tela metálica e tirante
			Desmonte
Obras com estrutura de contenção	Muro de arrimo	Solo-cimento	Solo-cimento ensacado
		Pedra-Rachão	Pedra seca
			Alvenaria de pedra
		Concreto	Concreto armado
			Concreto ciclópico
		Gabião	Gabião-caixa
		Bloco de Concreto articulado	Bloco de concreto articulado (pré-fabricado, encaixado sem rejunte)
		Solo-Pneu	Solo-pneu
	Outras soluções	terra armada	Placa pré-fabricada de concreto, ancoragem metálica ou geossintéticos
		Micro-ancoragem	Placa e montante de concreto, ancoragem metálica ou geossintéticos
		Solo compactado e reforçado	Geossintético
			Paramento com pré-fabricados
		Solo reforçado	Solo grampeado
		Outros	Cortina atirantada

Fonte: SANTANA (2006)

A realização completa de um projeto de estabilização implica três fases distintas:

- Diagnóstico: compreende a identificação e o entendimento do movimento de massa obtido através dos resultados dos estudos geológicos e geotécnicos realizados;
- Solução: ao final da fase de diagnóstico, o engenheiro está de posse de todos os elementos que lhe permitem decidir sobre a melhor solução a adotar para o caso em questão;
- Monitoramento: compreende a fase de acompanhamento da obra de estabilização verificando seu desempenho ao longo do tempo.

As obras de contenção podem ser classificadas como muro de gravidade ou muro de solo reforçado:

a) Muro de gravidade

Essa estrutura de contenção restabelece o equilíbrio da encosta com a ação de seu peso próprio, ou seja, o empuxo do maciço é combatido através do peso próprio do muro. O deslizamento da estrutura é assegurado devido ao atrito entre a base do muro e o solo. Sua geometria trapezoidal favorece as forças estabilizadoras que atuam contra o tombamento.

Seu emprego é, geralmente, recomendado em situações em que as forças que atuam na instabilização do maciço são reduzidas, visto que para atender a esforços elevados necessita-se de um espaço maior para base da estrutura, o que pode tornar essa técnica economicamente inviável.

Caso o terreno de fundação não apresente deformações diferenciais consideráveis, pode-se optar pelo uso de muros rígidos: pedra, rachão, concreto ciclópico, entre outros. Caso contrário, é recomenda-se o uso de muros flexíveis: solo-cimento, gabião, crib wall, entre outros.

b) Muro de solo reforçado

Neste caso, o maciço é estabilizado com a introdução de elementos que introduzem no maciço cargas estabilizadoras de tração: barras de aço, malhas, fitas metálicas ou mantas geotêxteis.

Dentre todas as estruturas, as mais utilizadas são:

Solo grampeado: o reforço do maciço se dá através da inserção de barras de aço, onde esses grampos atuam passivamente, ou seja, sua força estabilizadora atua a partir do momento em que ocorre um pequeno deslocamento do maciço.

Cortina atirantada: as barras ancoradas atuam reforçando o maciço a partir do momento em que são inseridas e recebem a protensão, ou seja, diferentemente do solo grampeado, atuam ativamente.

Terra armada: utilizadas em retroaterro, onde o próprio peso do material do aterro atua estabilizando a face.

Geossintéticos: consiste na utilização de materiais sintéticos como elementos de resistência à tração em maciços compactados.

2.3 SOLO GRAMPEADO

2.3.1 Origem do solo grampeado

A técnica desenvolvida pelo professor Landislaw Von Rabcewicz, em 1945, denominada NATM (“New Austrian Tunneling Method”), surgiu devido à necessidade de otimizar o avanço de escavações em túneis rochosos. Nesta técnica, chumbadores são utilizados no reforço do maciço rochoso, com posterior aplicação de revestimento flexível de concreto projetado sobre tela metálica ou de fibras de aço.

Na execução de escavações de túneis, os deslocamentos dos solos adjacentes às escavações são absorvidos no método convencional por estruturas rígidas e mais onerosas, no método NATM, os deslocamentos são absorvidos por uma estrutura flexível.

ORTIGÃO e SAYÃO (2000, a partir de BEZERRA, 2012) afirmam que uma escavação de solo grampeado se relaciona com a técnica de execução de túneis com revestimento flexível assim como a solução convencional de túneis se relaciona com uma cortina ancorada. Os dois métodos de execução de túneis descritos são comparados na **figura 2.12**.

O método NATM passou a ser aplicado em solos depois de experiências bem sucedidas em materiais menos rígidos do que a rocha são, passando a ser denominado solo grampeado. FRANÇA (2007) cita que nos anos 1972 e 1973 foi documentada a primeira obra no mundo em solo grampeado, localizada em um talude ferroviário, próximo à cidade de Versailles, na França. A **figura 2.13** ilustra esta obra que teve uma contenção temporária em areia com alta densidade de chumbadores curtos. ZIRLIS (1992, a partir de BEZERRA, 2012) afirma que a empresa “Ródio Perfurações e Consolidações” foi a precursora deste método no

Brasil ao executar uma obra de estabilização de taludes na Barragem de Xavantes, em 1966.

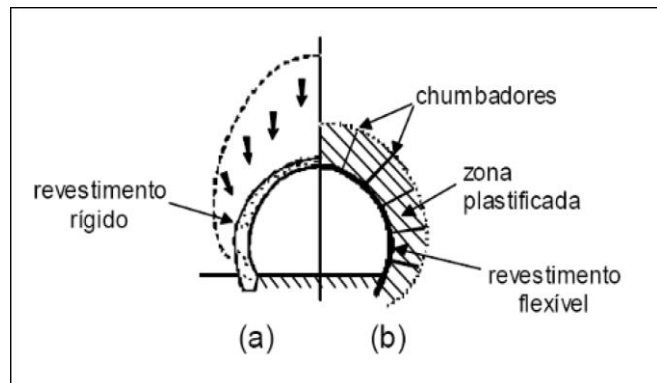


Figura 2.12 -Técnica de execução de túneis com revestimento rígido (a) e flexível (b)

Fonte: ORTIGÃO E SAYÃO (2000, a partir de BEZERRA, 2012)

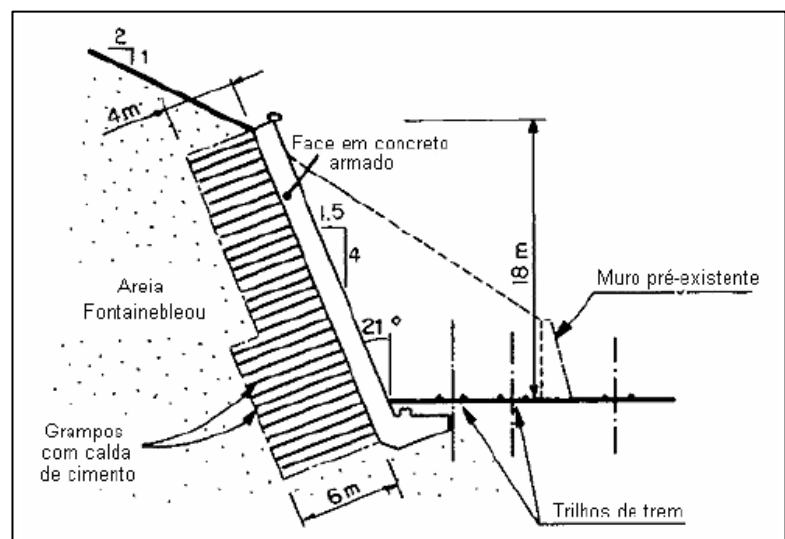


Figura 2.13 - Primeira estrutura em solo grampeado documentado, em Versailles - França

Fonte: CLOUTERRE (1991, a partir de FRANÇA, 2007)

A França, um dos países precursores no desenvolvimento da técnica, deu início, em 1986, a um grande projeto de pesquisa sobre solos grampeados denominado Projeto CLOUTERRE, com a finalidade de promover o uso de solo grampeado. O objetivo esperado era de incrementar o conhecimento do comportamento da estrutura, otimizar e deixar recomendações para os futuros projetos. O Projeto CLOUTERRE(2011) contou com a participação da iniciativa privada e do governo francês, sendo assim, permitiu gerar diversas

recomendações, pois envolveu estudos experimentais com estruturas-piloto e análise de dados realizados pelas empresas participantes. Essa parceria entre iniciativa privada e governo foi fundamental para o alcance do objetivo desejado do projeto.

2.3.2 A técnica do solo grampeado

Empregada para a estabilização e contenção de taludes naturais ou em corte (**figura 2.14**), solo grampeado é uma técnica de melhoria do solo eficaz no que se refere ao reforço de solo. A presente estrutura de estabilização consiste na inserção de grampos de seção cilíndrica ou retangular, geralmente de aço com tratamento anticorrosivo, associados ao preenchimento com calda de cimento, drenagem superficial e profunda e construção de um paramento frontal em concreto ou grama. Os grampos são inseridos no maciço por cravação ou injeção, executados horizontais ou inclinados, introduzindo esforços internos de tração e cisalhamento combatendo os deslocamentos do maciço.

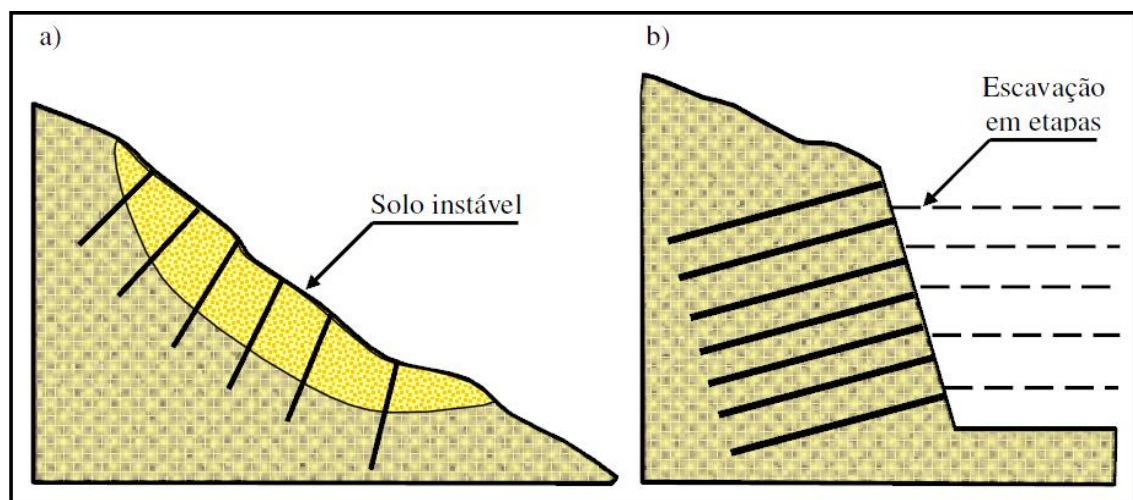


Figura 2.14 - Estabilização de talude(a) e contenção de talude em corte (b)

Fonte: GUILLOUX e SHOLOSSER (1982, a partir de FRANÇA, 2007)

Na estabilização de taludes naturais, os grampos são, em geral, instalados perpendiculares à superfície da massa que se deseja estabilizar. Assim, promovem um aumento no fator de segurança quanto ao risco de ruptura, ou seja, reduz o risco de deslocamento de massa. Quanto à contenção de taludes em corte, a inserção dos grampos no maciço é feita por etapa de escavação, para não comprometer a estabilidade do terreno que está sendo cortado, geralmente usa-se uma inclinação com a horizontal entre 0° e 20° .

2.3.3 Sequência executiva

O processo de execução do grampeamento em obras de contenção de taludes em corte ocorre em etapas consecutivas: escavação, instalação dos grampos e estabilização do paramento (**figura 2.15**).

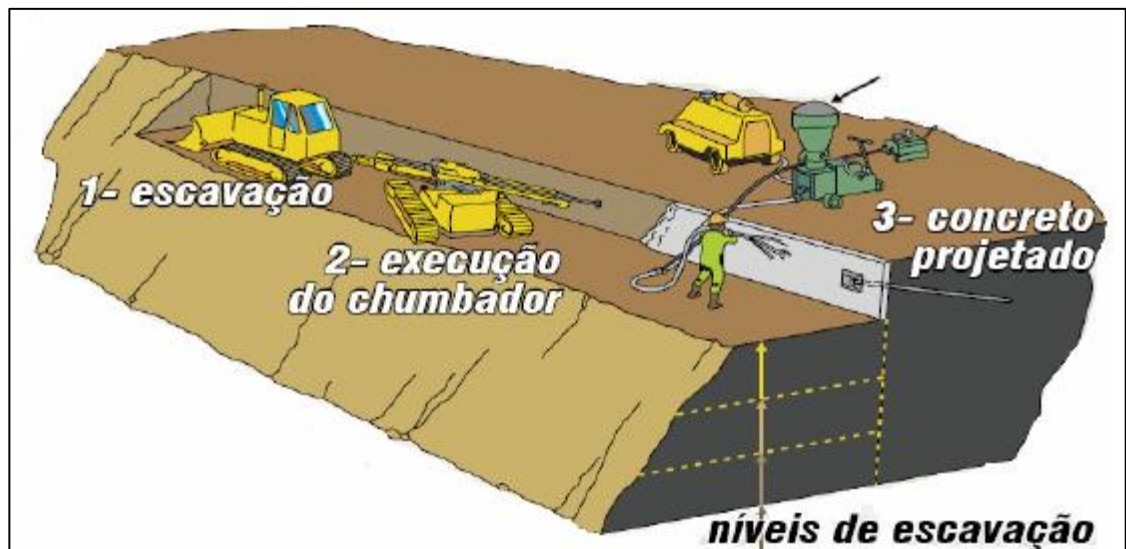


Figura 2.15 - Etapas de execução

Fonte: MANUAL TÉCNICO - SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Escavação

O processo executivo do solo grampeado inicia-se com a escavação, que deve ser realizada em estágios, por motivo de segurança, uma vez que o material escavado deve permanecer estável até a aplicação dos grampos e do paramento frontal, que leva algumas horas. A profundidade escavada por etapa é cerca de 0,5 a 2,5 metros, conforme **quadro 2.12**.

Ortigão e Palmeira (1992, a partir de BEZERRA, 2012) afirmam que é necessário que a resistência não drenada ao cisalhamento mínima do material a ser escavado seja de 10kPa, para tornar possível a execução da escavação com o posterior reforço com grampos. Esta resistência ao cisalhamento mínima não é um grande problema para essa técnica, pois na maioria dos solos arenosos e argilosos é observado valor maior ou igual.

No caso do terreno não permanecer estável durante o tempo necessário, deve-se estabilizar a face escavada de imediato. Quando o risco de movimento de massa é considerável, algumas soluções são adotadas a fim de evitar um acidente: adotar uma redução do ângulo

de inclinação da parede de escavação com a vertical (5° a 10°), realizar uma escavação com berma de equilíbrio (**figura 2.16**) e fazer um reforço prévio do solo.

Quadro 2.12 - Altura das etapas de escavação

TIPO DE SOLO	INCREMENTO DE ESCAVAÇÃO (HESCAV)		
Pedregulho	0,5m (com coesão aparente)	1,5m (solo com cimentação)	
Areia	1,2m (medianamente compacta, com coesão aparente)	1,5m (compactada, com coesão aparente)	2,0m (com cimentação)
Silte	1,2m	2,0m (função do teor de umidade)	
Argila	1,5m (normalmente consolidada)	2,5m (sobreadensada)	

Fonte: GASSLER (1990, a partir de BEZERA, 2012)



Figura 2.16 - Escavação com berma de equilíbrio

Fonte: PITTA et al., 2013

Instalação dos grampos

Após a conclusão da primeira camada escavada, a instalação dos grampos deve ser feita de imediato. Esse processo irá se repetir até a última camada escavada. Os grampos podem ser cravados ou injetados, instalados horizontalmente ou com uma pequena inclinação com a horizontal.

a) Grampos cravados

É o método mais rápido de instalação de grampos, além de ser mais econômico, pois consiste na cravação por percussão de tubos metálicos com auxílio de martetele. Sua resistência é dada imediatamente, uma vez que não precisa esperar nenhum tipo de cura da calda de cimento. Sendo assim, apresenta maior velocidade de execução. Contudo, apresentam algumas desvantagens/limitações: menor resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo; comprimento curto dos grampos (em torno de 3 metros); uso não recomendado para solos mais rígidos, ou que apresentem matacões; e elevada dificuldade de proteção contra corrosão.

b) Grampos injetados

Nesta técnica, o processo inicia-se com a perfuração do solo, com diâmetro compreendido entre 50 e 600 milímetros (FRANÇA, 2007). A perfuração pode ser realizada com trados manuais ou equipamento mecânico, a escolha é realizada em função da natureza do solo que se deseja atravessar, do comprimento do grampo e da agilidade que se pretende obter. Após a perfuração, as barras são posicionadas dentro do furo e, em sequência, é feita a injeção da calda do grampo, geralmente aditivada com expansivo, para o controle de retração da nata. Esse aditivo expansivo trabalha induzindo o surgimento de tensões de compressão com a finalidade de compensar as tensões de tração surgidas no processo de retração, com isso evita-se a diminuição do atrito solo-grampo.

Recomenda-se fazer o tratamento anticorrosivo (resinas epóxicas ou pintura eletrolítica) quando as barras dos grampos são de aço, caso sejam de plástico reforçado por fibras, não se faz necessário. A barra do grampo deve estar centrada e com recobrimento de nata de cimento totalmente assegurado, para garantir se faz o uso de elementos centralizadores, normalmente espaçados a cada 1,50 ou 2,00 metros.

Estabilização do paramento

A face não tem função estrutural, pois absorve pequenos carregamentos, mas tem a função de evitar rupturas pontuais e deflagração de processos erosivos. O revestimento geralmente é feito em concreto projetado e malha de aço eletrossoldada, caso o talude tenha uma inclinação suave, em torno de 45°, é possível adotar o revestimento vegetal (PINTO e SILVEIRA, 2001, a partir de BEZERRA, 2012). Fibras de aço ou fibras sintéticas associadas ao concreto projetado podem substituir a malha eletrossoldada. Dessa forma, o processo é otimizado, pois o tempo de execução e o volume de concreto diminuem (**figura 2.17**), resultando em uma maior economia.

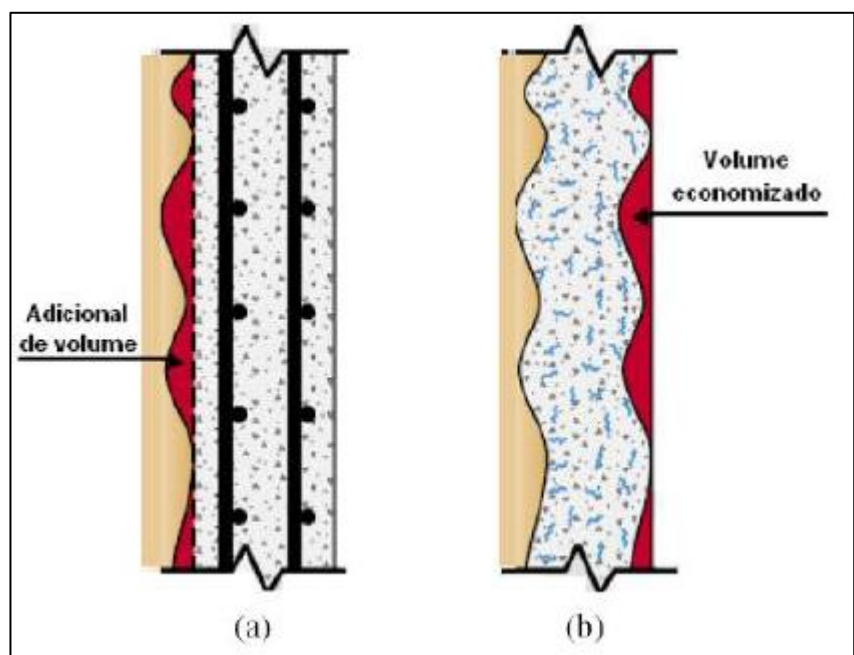


Figura 2.17 - Comparação em concreto projetado: malha de aço eletrossoldada (a) e concreto com fibras (b)

Fonte: MANUAL TÉCNICO - SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA

2.3.4 Drenagem

O sistema de drenagem visa oferecer um fluxo organizado para as águas internas ou externas que a ele convergem. Durante a execução, devem ser conferidas e ajustadas as posições dos drenos previstos na fase do projeto. Desta forma, haverá um correto sistema de drenagem. Diante disso, se faz necessário o uso de drenagem para evitar que a percolação de água de outras fontes ocorra em direção ao paramento. Assim, usam-se drenos de superfície (barbacãs) e drenos profundos.

A drenagem superficial realizada com barbacãs é um procedimento de drenagem pontual projetado para abranger toda a superfície do paramento, conforme especificado em projeto. Os barbacãs são executados com inclinação descendente e possui a escavação de uma cavidade preenchida com material arenoso, conforme **figura 2.18**.

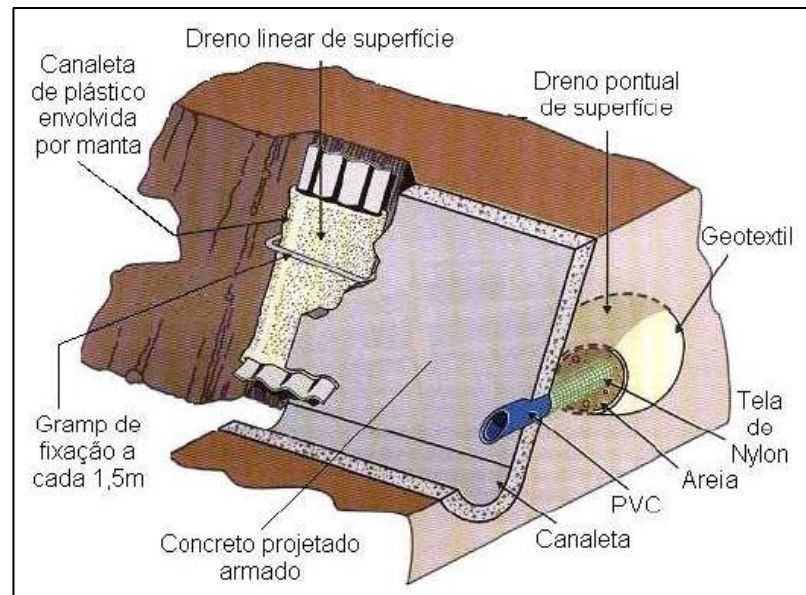


Figura 2.18 - Detalhe dos drenos tipo barbacã

Fonte: ABRAMENTO, KOSHIMA E ZIRLIS (1998, a partir de FRANCO, 2010)

Drenos sub-horizontais profundos são utilizados para a drenagem profunda. Os tubos são cobertos por geotêxtil ou tela de nylon, para permitir a filtração, conforme **figura 2.19**. Seu comprimento está compreendido, geralmente, entre 6 e 18 metros.

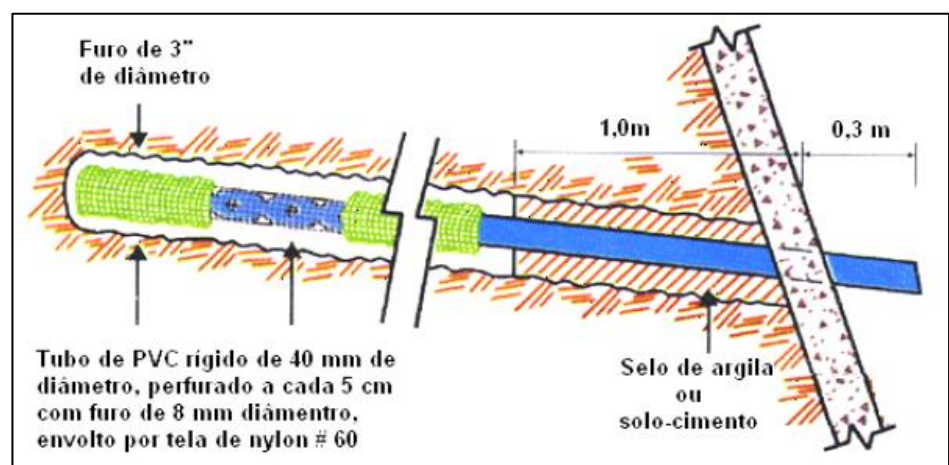


Figura 2.19 - Detalhe do dreno sub-horizontal profundo

Fonte: ABRAMENTO, KOSHIMA E ZIRLIS (1998, a partir de FRANCO, 2010)

Com o intuito de completar a drenagem superficial e profunda, canaletas de drenagem superficial e descidas de águas devem também ser previstas no projeto.

2.3.5 Cortinas atirantadas *versus* solo grampeado

Essas duas estruturas de contenção são bastante semelhantes entre si, porém algumas diferenças merecem ser destacadas, pois serão fundamentais na decisão de escolha da técnica a ser utilizada.

As barras das cortinas atirantadas são protendidas com cargas de 150 a 1.000kN, ou seja, são estruturas ativas. As barras dos grampos são aplicadas no maciço sem que haja protensão das mesmas, trabalhando inicialmente de forma passiva. A resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo começa a atuar no grampo a partir do momento que ocorre deslocamento do maciço (ORTIGÃO; PALMEIRA; ZIRILIS, 1995, a partir de FRANÇA, 2007).

Nos tirantes, é observado um comprimento livre, enquanto que no solo grampeado o contato é observado durante toda extensão do grampo (**figura 2.20**). Assim, nas cortinas atirantadas, os esforços de tração são constantes ao longo do comprimento livre. No caso dos solos grampeados, a força de tração varia ao longo de todo o comprimento do grampo.

Além disso, a densidade de grampos presentes no maciço é consideravelmente superior a densidade de tirantes. Desta forma, no caso de ruptura de um grampo, o efeito negativo na estrutura não será tão catastrófico quanto a ruptura de um tirante. ZIRILIS e PITTA (1992, a partir de FRANÇA, 2007) citam que a ruptura de um tirante induz um acréscimo de carga de 65% nas ancoragens adjacentes.

Quanto à face da estrutura, devem-se verificar esforços de punção no método de cortina ancorada, devido às elevadas cargas aplicadas nos tirantes. O paramento frontal do solo grampeado não tem função estrutural, e os grampos não recebem altas cargas, devido a alta densidade de inclusão no maciço. Os grampos apresentam pequenos comprimentos e baixas cargas, enquanto os tirantes apresentam comprimento longo, geralmente compreendido entre 15 a 45 metros, e cargas elevadas.

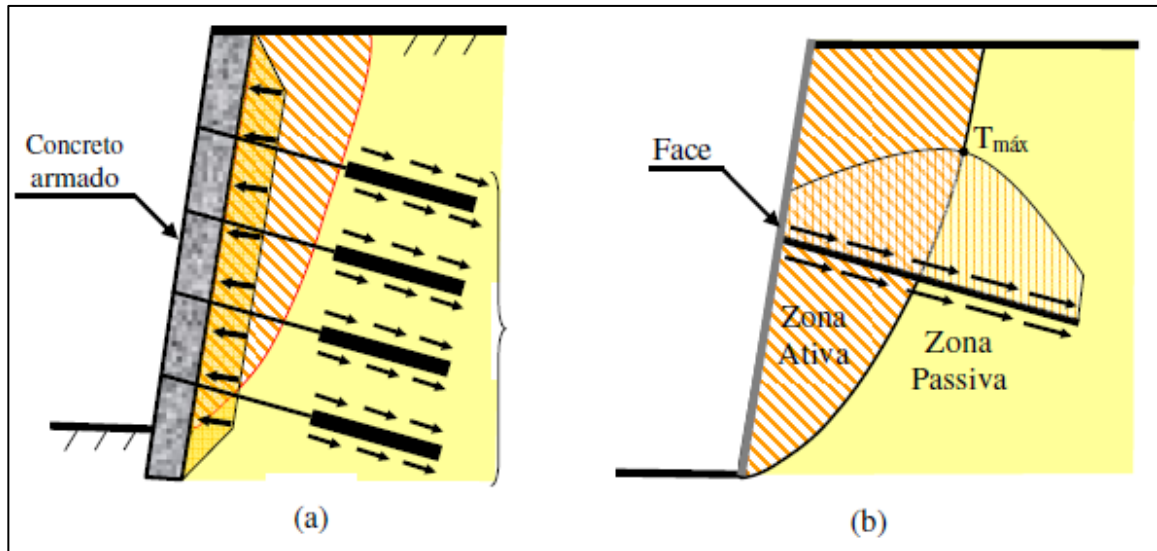


Figura 2.20 - Distribuição de tensões: (a) cortina atirantada (b) solo grampeado

Fonte: FRANÇA (2007)

2.3.6 Vantagens e limitações do uso

Vantagens

Ao comparar com outras técnicas de estruturas de contenção, o solo grampeado apresenta algumas vantagens significativas para o seu uso. Dentre elas, pode-se observar uma maior rapidez na execução, pois o trabalho é desenvolvido de forma contínua, ou seja, permite que os serviços de escavação, instalação dos grampos e revestimento de face ocorram simultaneamente.

Os equipamentos são de pequeno porte, reduzindo o seu número no canteiro de obras. Com isso, o número de vibrações presente no ambiente de trabalho é menor, reduzindo, consequentemente, o nível de ruído. Sendo assim, facilita sua execução em locais de difícil acesso.

É necessária uma pequena movimentação do maciço para gerar a mobilização de trabalho dos grampos, pois não necessita aguardar o processo de cura da nata de cimento. A técnica também apresenta uma adaptabilidade a solos heterogêneos e, neste caso, toma-se o cuidado de considerar que a densidade, espaçamento, orientação e comprimento dos grampos variam em função da resistência do solo.

O projeto inicial pode ser alterado durante a execução da obra, característica extremamente relevante, pois as amostras indeformadas para conhecimento das características do solo são pontuais, ou seja, não caracterizam todo horizonte do maciço. O comprimento dos grampos, a profundidade de escavação e o espaçamento entre os grampos são exemplos de parâmetros que podem ser modificados ao longo da execução da obra.

A **figura 2.21** apresenta um gráfico onde mostra o custo por metro linear *versus* estruturas de contenção mais utilizadas no Brasil. O solo grampeado está na terceira posição entre os mais baratos, perdendo apenas para estrutura tipo gabião e solo-cimento.

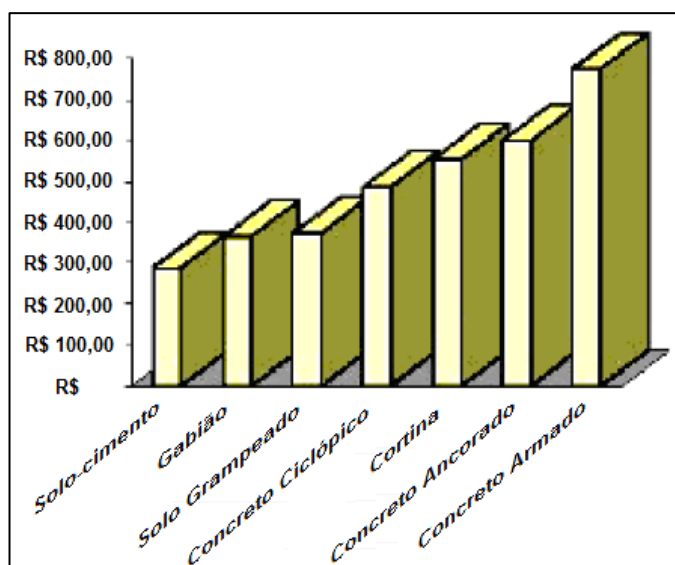


Figura 2.21 – Gráfico de custo por metro *versus* estruturas de contenção

Fonte: TOZATTO (2000, a partir de FRANCO, 2010), adaptado pelos autores.

Desvantagens

Assim como toda estrutura de contenção, o solo grampeado apresenta algumas limitações quanto a sua aplicação. O nível de água, por exemplo, limita o uso da técnica, pois escavações abaixo do nível de água podem dificultar a execução do paramento frontal, além de causar instabilidades localizadas.

Deslocamentos horizontais e verticais são inerentes à estrutura de contenção. Então, a magnitude desses deslocamentos deve ser avaliada, para não causar danos a estruturas vizinhas. Tais deslocamentos devem ser mitigados com a otimização do projeto e um correto monitoramento da obra.

Umas das condições para que o grampeamento seja executado é que o solo seja auto-portante no período entre a escavação e a aplicação do revestimento de face. No caso do solo não apresentar capacidade de suporte, pode-se utilizar um pré-tratamento para estabilizar a face, o que aumenta o custo final da obra. Contudo, alguns solos não são apropriados para o uso da técnica, entre eles verificam-se as areias puras e secas, solos com bolsões de água, solos com alto teor de argila, argilas moles e solos susceptíveis a congelamento.

2.3.7 Ensaio de arrancamento

O parâmetro de resistência ao cisalhamento (q_s) no contato solo-grampo é determinado, de forma mais precisa e confiável, a partir de ensaios de arrancamento. Tal resistência ao cisalhamento é obtida em função das propriedades do solo, do grampo e da interface solo-grampo. O ensaio deve ser realizado durante a fase de projeto e também durante a execução da obra. Na etapa de projeto, o objetivo é determinar a resistência ao cisalhamento adotada no projeto e, durante a execução da obra, o objetivo do ensaio é que o valor da resistência ao cisalhamento seja confrontado com o valor de projeto. GeoRio, (2000) afirma que os ensaios de arrancamento devem ser realizados em pelo menos dois grampos, ou 1% dos grampos executados, no mínimo.

Este ensaio resume-se na aplicação de uma força na extremidade externa do grampo até que haja o cisalhamento no contato solo-grampo. Os grampos ensaiados devem ter um trecho livre seguido de outro trecho injetado, conforme **figura 2.22**. Caso não existisse o trecho livre, efeitos de contorno atuariam na cabeça do grampo, devido à placa de reação que é posicionada diretamente sobre o solo, esses efeitos acontecem porque após a aplicação da carga de tração no grampo, o solo e a face são submetidos à compressão (SPRINGER, 2006, a partir de BEZERRA, 2012).

Ortigão (1997, a partir de BEZERRA, 2012) cita que o q_s obtido no contato solo-grampo poder ser melhorado de acordo com os seguintes procedimentos: limpeza do furo, materiais e relação água-cimento adequados, uso de aditivo expansivo e acelerador de pega, tubo lateral de injeção, espaçadores e centralizadores.

O **quadro 2.13** apresenta o número de ensaios de arrancamento recomendados pelo Projeto CLOUTERRE.

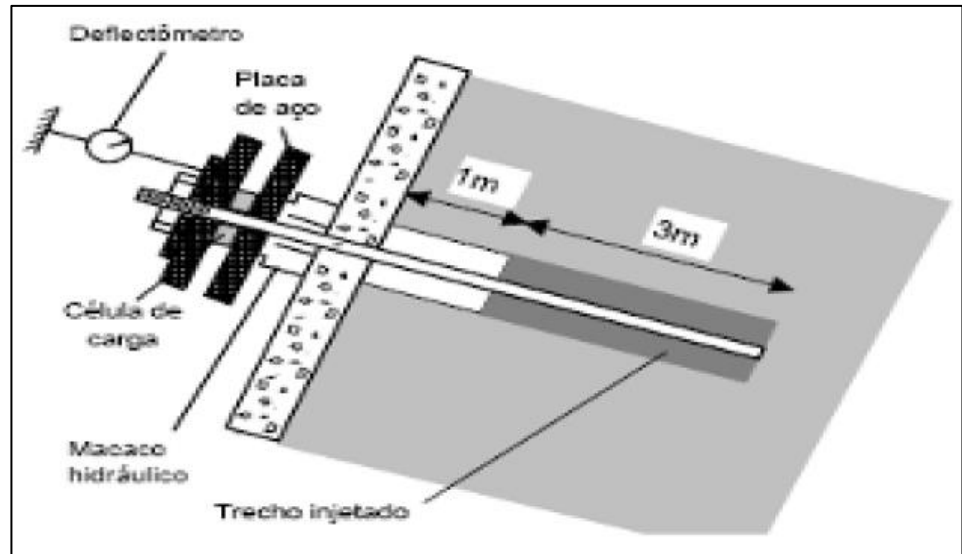


Figura 2.22 - Ensaio de arrancamento

Fonte: PORTERFIELD et al. (1994, a partir de BEZERRA, 2012)

Quadro 2.13 - Número de ensaios de arrancamento recomendado

ÁREA DE FACE (m²)	PRELIMINARES E DE CONFORMIDADE	ÁREA DE FACE (m²)	DE INSPEÇÃO
Até 800	6	Até 1000	5 (para cada camada de solo) e 1 (para cada fase de escavação)
800 a 2000	9		
2000 a 4000	12		
4000 a 8000	15	Maior que 1000	Aumenta-se em 1 para cada 200 m²
8000 a 16000	18		
16000 a 40000	25		

Fonte: CLOUTERRE (1991, a partir de BEZERRA, 2012)

A escolha da barra de aço utilizada como grampo deve ser feita com cautela, pois a ruptura deve ocorrer na interface entre o solo e a nata de cimento. A tensão máxima aplicada a essa barra é obtida através da equação abaixo:

$$T_{\max} = 0,9 \times f_y \times A_s \quad (\text{equação 2.1})$$

Onde: f_y : = tensão de escoamento do aço

A_s = área da seção transversal útil da barra

Para que se evitem acidentes durante o ensaio, essa carga não deve ser ultrapassada, pois pode ocorrer uma ruptura brusca do aço.

O valor unitário para a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo é obtido por meio da equação abaixo:

$$q_s = \frac{T_N}{\pi \times \Phi_{\text{furo}} \times L_{\text{inj}}} \quad (\text{equação 2.2})$$

Onde: T_N = força normal máxima

Φ_{furo} = diâmetro do furo

L_{inj} = comprimento do trecho injetado do grampo

Correlações empíricas

Outra forma de obter a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo é através de correlações empíricas que determina valor da resistência ao cisalhamento do grampo em função do número de golpes obtido no ensaio standart penetration test (SPT).

Ortigão (1997, a partir de BEZERRA, 2012) recomenda estimar o valor de q_s de acordo com a equação abaixo:

$$q_s = 50 + 7,5 \times N \quad (\text{equação 2.3})$$

onde: N = número de golpes do ensaio SPT

Springer (2006, a partir de BEZERRA, 2012) recomenda estimar o valor de q_s conforme equação abaixo, a partir de ensaios de arrancamento realizados em solo residual de gnaiss.

$$q_s = 45,12 \ln(N_{\text{spt}}) - 14,99 \text{ (kPa)} \quad (\text{equação 2.4})$$

Tipos de ruptura

As análises da interação solo-grampo podem apresentar três tipos de ruptura: ruptura interna, externa e mista. A **figura 2.23** apresenta as três rupturas possíveis.

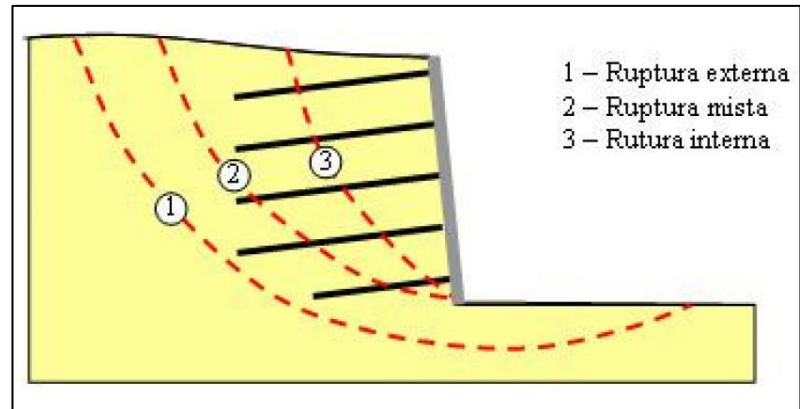


Figura 2.23 - Possíveis rupturas

Fonte: CLOUTERRE (1991, a partir de BEZERRA, 2012)

A ruptura interna ocorre quando se tem situações como: ruptura dos grampos, falta de aderência, altura da escavação inadequada ou erosão retrogressiva. No caso de ruptura externa, sua principal característica é a deficiência no comprimento do grampo, porém erros no cálculo de estabilidade de talude podem induzir este tipo de ruptura. Contudo, em alguns casos podem ocorrer a combinação do processo de instabilidade interna e externa, ocasionando uma ruptura mista.

2.3.8 Dimensionamento

Diversos trabalhos foram publicados ao longo do tempo sobre o dimensionamento de solo grampeado, porém eles compreendem abordagens e métodos de cálculos distintos. Sendo assim, não existe uma metodologia definida como padrão no dimensionamento.

Contudo, diversos parâmetros como o espaçamento, o ângulo de instalação e o comprimento dos grampos são sempre levados em consideração na concepção do projeto de uma estrutura em solo grampeado. Esses parâmetros são responsáveis por assegurarem a estabilidade interna e externa da obra e são determinados em função da inclinação do talude, tipo de grampo, altura da contenção, entre outros.

Clouterre (1991, a partir de FRANÇA, 2007) recomenda valores entre 0° e 20° na instalação dos grampos, destacando a inclinação de 15° , por apresentar maior carga suportada pelo grampo.

Bezerra (2012) cita que na Europa os métodos mais comuns para dimensionamento são o método Francês (CLOUTERRE, 1991) e o Alemão (STOKER, 1979). Enquanto nos Estados Unidos é adotado com maior frequência o método de Davis (SHEN et al., 1991). O **quadro 2.15** (BEZERRA, 2012, pág. 63) apresenta as características dos métodos de cálculo em solo grampeado.

O método Francês se baseia no método do equilíbrio limite, que consiste no cálculo da estabilidade interna e externa, onde os grampos aplicam seus esforços estabilizantes de tração e cisalhamento na base das fatias. Esta metodologia recomendada pelo projeto Clouterre consta de ábacos que relacionam a densidade de grampeamento d com a relação de estabilidade N e o ângulo de atrito ϕ do terreno. O fator de segurança nesse método é encontrado em ábaco e, para isso, é necessário entrar no mesmo com as coordenadas do ponto em função da tangente do ângulo de atrito do solo e da relação de estabilidade, $f(\tan\phi, N)$. A equação abaixo determina o valor da relação de estabilidade.

$$N = \frac{c}{\gamma H} \quad (\text{equação 2.5})$$

Seleciona-se o ábaco em função do valor da relação L/H (comprimento do grampo / altura do muro) entre 0,6 e 1,2. A equação abaixo mostra a relação da densidade de grampeamento com os demais parâmetros da técnica de solo grampeado. Onde ϕ_{grampo} é o diâmetro do grampo, q_s é a resistência ao cisalhamento, γ é o peso específico do solo, S_h e S_v são, respectivamente, o espaçamento horizontal e vertical dos grampos.

$$d = \frac{\pi \phi_{\text{grampo}} q_s}{\gamma S_v S_h} \quad (\text{equação 2.6})$$

Schlosser (1983, a partir de BEZERRA, 2012) afirma que as demais hipóteses para este método estão presentes no **quadro 2.14**.

Quadro 2.14 - Hipótese de Schlosser

CRITÉRIOS	MODELO MATEMÁTICO	
Resistência dos elementos de esforço	Tração	$T_n \leq A_s \times F_y$
	Cisalhamento	$T_c \leq R_c = A_s \times F_y / 2$
Atrito solo grampo	$T_{\max} \leq q_s \times A_{\text{lat}}$	
Tensão normal solo grampo	$P \leq P_{\max}$	
Resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura	$\tau \leq \sigma' \times \tan\phi'$	

Fonte: SCHLOSSER (1983, a partir de BEZERRA, 2012)

Quadro 2.15 - Características dos métodos de cálculo em solo grampeado

Método	Multicritério (Francês)	Alemão	Davis	Davis Modificado	Cardiff	Escoamento	Cinemático
Referência	Schlosser (1982 e 1983)	Stocker et al. (1979) e Gässler e Gudehus, (1981)	Shen et al. (1981)	Elias e Juran (1990)	Bridle (1989) e Bridle e Barr (1990)	Anthoine (1990)	Juran et al. (1988 e 1990)
Análise	Equilíbrio limite; momentos; estabilidade global	Equilíbrio limite; forças; estabilidade global	Equilíbrio limite; forças; estabilidade global	Equilíbrio limite; forças; estabilidade global	Equilíbrio limite; momentos; estabilidade global	Teoria do escoamento; estabilidade global	Análise de tensões internas; estabilidade local
Propriedades do material pré-definidas	Parâmetros do solo (C', ϕ'); força limite nos grampos; rigidez à flexão dos grampos	Parâmetro do solo (C, ϕ); atrito lateral	Parâmetros do solo (C, ϕ); força limite nos grampos; atrito lateral	Parâmetro do solo (C, ϕ); força limite nos grampos; atrito lateral	Parâmetros do solo (C, ϕ); força limite nos grampos; rigidez à flexão dos grampos	Parâmetro do solo (C, ϕ); força limite nos grampos	Parâmetros do solo (C', ϕ'); parâmetro adimensional de rigidez à flexão (N)
Solicitações nos grampos	Tração, cisalhamento e flexão	Tração	Tração	Tração	Tração, cisalhamento e flexão	Tração	Tração, cisalhamento e flexão
Superfície de ruptura	Circular ou polinomial	Bilinear	Parabólica	Parabólica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica
Mecanismo de Ruptura	Misto*	Arrancamento dos grampos	Misto	Misto	Misto	Misto	Misto
NA	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
Solo estratificado	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
Geometria da estrutura	Qualquer	Face vertical ou inclinada	Face vertical	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada

Fonte: ABRAMSON et al. (1996, a partir de BEZERRA, 2012)

O método Alemão adota uma superfície de ruptura bilinear, esse método baseia em análises em modelos reduzidos e em modelos de campo com atuação de cargas concentradas sobre o terreno.

No método de Davis, são analisados somente os esforços de tração atuando nos reforços. A resistência ao cisalhamento é estimada em função de análises experimentais em ensaios de arrancamento e seu valor é considerado constante ao longo do grampo.

No Brasil, é adotada também uma metodologia de equilíbrio limite. Quatro fenômenos são analisados para a verificação da estabilidade externa e, para isso, considera-se um bloco monolítico: deslizamento, tombamento, ruptura da fundação e ruptura global (**figura 2.24**). No caso da estabilidade interna, os grampos são projetados para suportarem os esforços, em geral, de tração que serão submetidos e para que o reforço não seja arrancado de dentro da zona passiva.

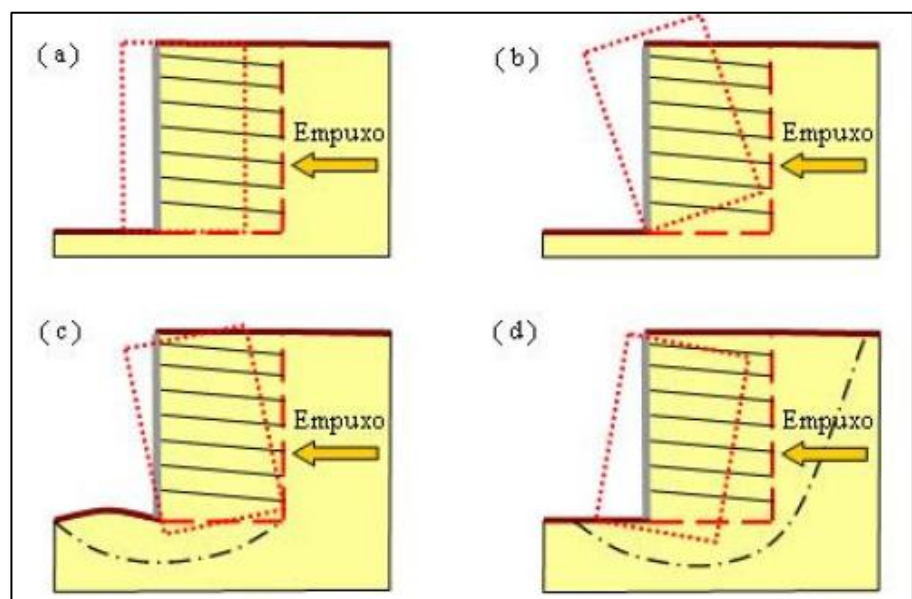


Figura 2.24 - Estabilidade externa de estruturas de contenção. (a) deslizamento. (b) Tombamento. (c) Capacidade de carga das fundações. (d) Ruptura global

Fonte: VERTEMATTI et al. (2004, a partir de FRANÇA, 2007)

O **quadro 2.16**, a seguir, apresenta valores típicos de projetos para solo grampeado com altura menor ou igual a 5 metros, em solos homogêneos, sem nível de água, sem sobrecarga e com paramento vertical. Esse quadro foi resultado de experiência adquirida no Projeto National Clouterre (1991), que contou com a execução e análises de projetos de

cerca de 100.000m² de paramento de solo grampeado. Os valores presentes no quadro são representativos apenas para grampos executados após a perfuração e injetados com calda de cimento.

Quadro 2.16 - Valores típicos de projetos em estruturas de solo grampeado

PARÂMETRO	VALOR
Comprimento dos grampos (L)	0,8 a 1,2H
Número de grampos por m ² de paramento	0,15 a 0,4
Diâmetro dos grampos	20 a 25mm
Resistência à tração da barra de aço (T_G)	100 a 600kN
Densidade do grampeamento	0,13 a 0,60
Ângulo de inclinação de grampo a horizontal	0 a 20
Inclinação do paramento com a vertical (η)	0 a 10
Inclinação da superfície do terreno (ϕ_T)	0 a 5

Fonte: CLOUTERRE (1991, a partir de LIMA, 2007)

2.3.9 Por que utilizar a técnica de solo grampeado?

A estabilização de talude pode ser feita por diversas obras de contenção, ou por uma combinação entre elas. Normalmente adota-se uma solução entre as comumente utilizadas na região. Contudo, não é objeto deste estudo o comparativo com outras técnicas a fim de decidir entre a mais adequada tecnicamente e financeiramente.

A sequência executiva é realizada em etapas, podendo ter três frentes de trabalho, ou seja, sua execução pode ser realizada de forma contínua. Assim, o prazo para o término da obra pode ser reduzido, em qualquer momento da execução, quando surge essa necessidade.

Equipamentos de pequeno porte facilitam o acesso a encosta, visto que o local é de difícil acesso. Além disso, por se tratar de um talude com 25,00 metros de altura e as amostras retiradas para caracterização do solo serem pontuais, o que dificulta o reconhecimento de todo horizonte, uma possível alteração do projeto pode ocorrer durante a execução sem comprometer significativamente o andamento da obra.

Portanto, o presente trabalho visa agregar um maior embasamento teórico a técnica de solo grampeado, por ser uma prática não rotineira na região, para contribuir com futuras pesquisas e/ou projetos.

CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Como já citado, o presente projeto se apresenta como uma continuidade e aprofundamento de pesquisas já realizadas pelo Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies – GEGEP. Nesse sentido, este capítulo consiste em informações territoriais e aspectos fisiográficos de Camaragibe, bem como na caracterização geológico-geotécnica da encosta do Padre Cícero a partir dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório realizados por MAGALHÃES (2013), sob orientação do professor Dr. Roberto Quental Coutinho (UFPE).

3.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O município de Camaragibe é um dos 14 municípios que integram a Região Metropolitana do Recife – RMR, criada pela Lei Complementar Federal No. 14 de junho de 1973, e que hoje reúne também os municípios Igarassu, Itamaracá, Paulista, Olinda, Recife, Jaboatão, Moreno, Cabo, Itapissuma, Abreu e Lima, Ipojuca e Araçoiaba (**Figura 3.1**).

Geograficamente, Camaragibe está localizado na parte norte da RMR, a 20 km do centro do Recife. Originalmente, fazia parte do município de São Lourenço da Mata, tendo sido emancipado em 1982.

O município de Camaragibe possui uma área de 51,257 km², o que representa cerca de 2% do território total da RMR, e uma população de 144,446 hab, (IBGE, 2014). Atualmente, cerca de 30% da população reside em áreas de risco, sendo uma dessas a encosta do Alto do Padre Cícero, objeto dessa pesquisa.

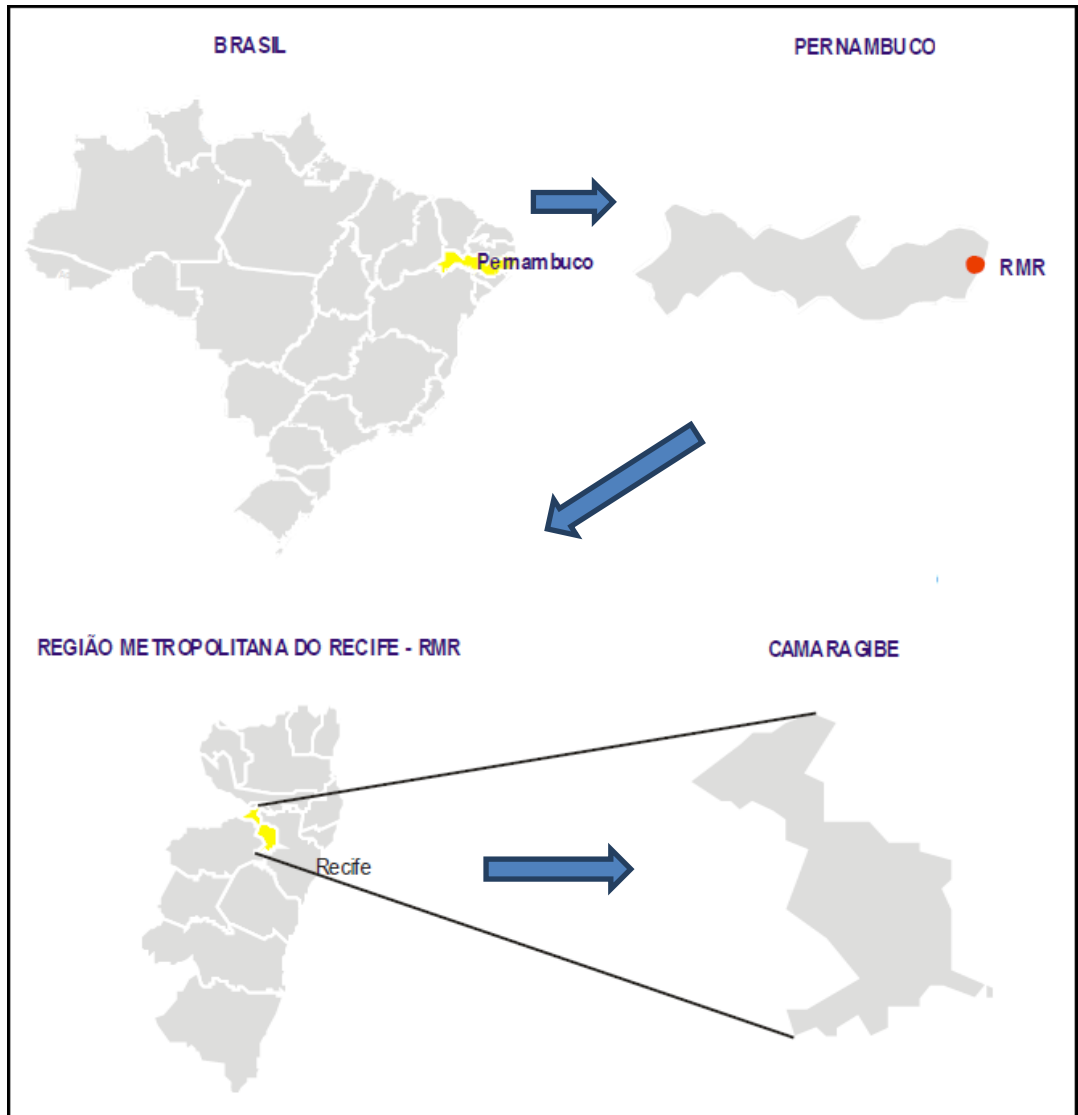


Figura 3.1 - Mapa de localização da cidade de Camaragibe – PE

Fonte: SILVA (2010)

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

Síntese geológica

O município de Camaragibe está localizado em uma região com formação geológica constituída por depósitos aluvionares, rochas do sedimento cristalino, recobertas pelo seu solo residual e pelo sedimento da formação barreiras.

Os eventos cenozóicos de natureza climática e/ou tectônica estão diretamente ligados a formação barreiras, onde permitiram durante o final do período terciário, há cerca de dois

milhões de anos, o recobrimento das extensas superfícies expostas do embasamento, implicando no colmatamento de um relevo movimentado (ALHEIROS, 1998). Esta formação é composta por sedimentos fluviais, apresenta cor variando de creme a avermelhada, pois depende do grau de oxidação do ferro, quanto mais ferro o solo apresentar, mais se aproximará da cor avermelhada. Bandeira (2009, a partir de SILVA, 2010) afirma que a formação barreiras é formada pelos seguintes processos deposicionais:

- Fácies do leque aluvial: caracterizam-se pela deposição de sedimentos no sopé de regiões com relevo acentuado e sob condições climáticas variando entre semiárido e úmido. O sistema deposicional é caracterizado por um regime de fluxo de alta energia porque possui fortes gradientes capazes de tracionar e depositar seixos e outros materiais provenientes dos solos do embasamento cristalino.
- Fácies do leque aluvial / planície aluvial: constituídos por extensas áreas que são recobertas ciclicamente por água nos períodos de cheia. Sua estratificação é basicamente horizontal com camadas arenosas e argilosas intercaladas.
- Fácies de canal fluvial entrelaçado: correspondem a sedimentos formados fluxos que permitem o transporte de areias e cascalho através de rotação, e de materiais finos por suspensão na água.

Alheiros (1998) cita que o embasamento cristalino é formado por rochas do Complexo Granítico-Gnássico, com idade arqueana, cerca de 1,5 a 2,1 bilhões de anos, e pertencentes ao Maciço Pernambuco – Alagoas. Além disso, apresenta, pelo menos, quatro fases de deformação, das quais a última, associada à falhamentos sob regime cisalhante, resultou na formação do Lineamento Pernambuco. A partir do conhecimento da formação geológica local, o embasamento tem origem de solos residuais de granito encontrados em todo município.

Caracterização Geotécnica (MAGALHÃES, 2013)

A encosta localizada no Alto do Padre Cícero, município de Camaragibe, foi caracterizada através de ensaios de caracterização do solo, granulometria, densidade real dos grãos, índices de consistência, cisalhamento direto, entre outros.

O perfil geotécnico da seção analisada foi determinado através de sondagens á percussão. Foram realizados três furos de sondagem á percussão com ensaio SPT (Standard Penetration Test), SP-01 no topo da encosta, SP-02 na meia encosta e SP-03 na base da

seção da encosta estuda, conforme **figura 3.2**. Os perfis obtidos das sondagens são apresentados no Anexo A.

A partir das coordenadas desses furos de sondagem e das curvas de nível, foi obtida a seção longitudinal, conforme **figura 3.3**.



Figura 3.2 - Localização dos furos de sondagem

Fonte: MAGALHÃES, 2013

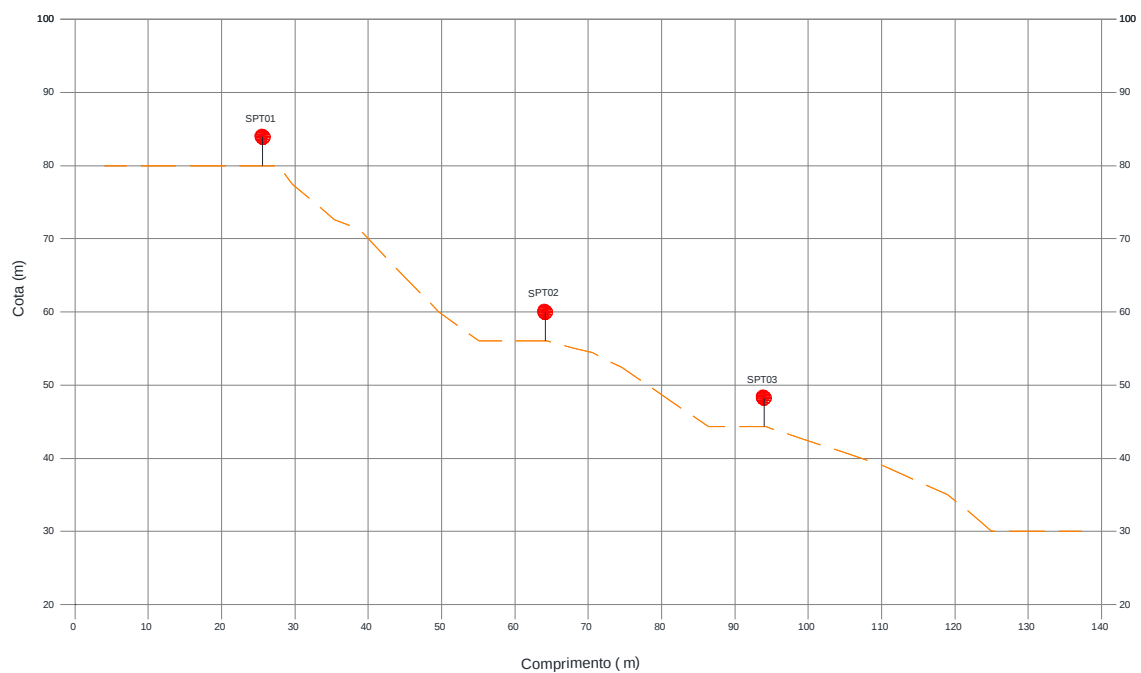


Figura 3.3 - Seção longitudinal

Fonte: MAGALHÃES, 2013

Os coeficientes de permeabilidade saturada apresentaram valores da ordem de 10^{-5} cm/s, onde podem ser classificados como solos de baixo grau de permeabilidade. O **quadro 3.1**, a seguir, apresenta um resumo dos principais resultados dos ensaios realizados em laboratório.

Quadro 3.1 – Resumo dos principais ensaios realizados

AMOSTRAS	K (cm/s)	COLAPSO	γ_{SAT} (kN/m ³)	CDN		CDI	
				C (kPa)	φ (°)	C (kPa)	φ (°)
PI-01 - Top da Encosta	$5,368 \times 10^{-5}$	Não colapsível	16,90	27,39	35,70	8,72	34,20
PI-02 - Meia Encosta	$8,119 \times 10^{-5}$	Não colapsível	18,10	35,08	28,10	6,97	29,50
PI-03 - Base da Encosta	$9,218 \times 10^{-5}$	Colapsível	16,40	13,76	36,50	3,30	35,00

Fonte: MAGALHÃES, 2013, adaptado pelos autores

Suscetibilidade a Processos Geológicos

No município de Camaragibe, encontram-se dois conjuntos morfológicos distintos: os morros e a planície. Os morros apresentam em sua maioria terrenos ativos (imaturos), representam cerca de 80% do município (BANDEIRA, 2003)

Foi observada a falta de sistema de drenagem na encosta e a escassa drenagem existente é feita de forma incompleta, provocando erosões nos taludes.

Diversos taludes apresentam cortes muito íngremes e é comum encontrar taludes com indícios de movimentação. Em alguns deles, a prefeitura fez a proteção com lonas plásticas como medidas preventivas, porém essas lonas já se encontram desgastadas devido a ação do tempo.

3.3 ASPECTOS CLIMÁTICOS

O município de Camaragibe é dotado de um clima quente e úmido, com elevada taxa de precipitação pluviométrica média anual e chuvas de inverno – outono e verão seco, o que lhe confere o tipo As' na classificação de Köppen.

Caracteriza-se por apresentar verões quentes e secos e invernos amenos e úmidos, com aumento de chuva, a temperatura mínima pode chegar aos 15°C. A temperatura máxima pode chegar aos 35°C, geralmente nas primaveras quentes e secas.

3.4 VEGETAÇÃO

A encosta está em grande parte tomada pela vegetação intensa, árvores de grande porte se misturam a vegetação rasteira da região. A prefeitura está fazendo a limpeza da encosta, porém estão extraindo toda a vegetação, tirando a proteção superficial proporcionada pela vegetação rasteira. O período de chuva se aproxima e essa remoção precoce da vegetação é um fator agravante para novos deslizamentos na região. Além de aumentar a erosão nos taludes.

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE E GERENCIAMENTO DE RISCOS

Este capítulo consiste numa revisão da literatura sobre análise e gerenciamento de riscos, bem como na aplicação para a encosta do Alto do Padre Cícero, objeto desta pesquisa, no que diz respeito à identificação e análise dos riscos associados à encosta e recomendações para gerenciamentos e mitigação destes.

4.1 CLASSIFICAÇÃO DOS RISCOS E CONCEITOS BÁSICOS

Segundo AUGUSTO FILHO et al. (1990, a partir de NOGUEIRA, 2002), risco representa a possibilidade ou probabilidade de ocorrência de algum dano a uma população (pessoas, estruturas físicas, sistemas produtivos) ou a um segmento da mesma; é uma condição potencial de ocorrência de um acidente.

Este conceito pode ser expresso matematicamente por:

$$R = P \times C \quad (\text{equação 4.1})$$

Onde R = risco;

P = suscetibilidade de uma área à ocorrência de um determinado evento;

C = consequências sociais ou econômicas potenciais.

Para a compreensão da análise de riscos, faz-se necessário o entendimento de alguns conceitos básicos definidos pela literatura disponível (COUTINHO, 2012):

- *EVENTO* - fenômeno natural já ocorrido, sem perdas sociais e/ou econômicas.
- *ACIDENTE OU DESASTRE* - resultado de processos adversos, naturais ou provocado pelo homem, sobre um sistema vulnerável, causando danos humanos, ambientais e/ou materiais e consequentes prejuízos econômicos e sociais.
- *RISCO* - possibilidade de danos causados por eventos físicos, fenômenos da natureza ou atividade humana, que podem resultar em perdas de vidas ou ferimentos, danos à propriedade, rupturas sociais e econômicas ou degradação ambiental.

- *PERIGO* - situação de ameaça potencial a pessoas, bens ou ao ambiente, com ênfase nos fatores condicionantes do processo.
- *SUSCEPTIBILIDADE* - característica inerente ao meio, que expressa a probabilidade de ocorrência de eventos ou acidentes.
- *VULNERABILIDADE* - predisposição de um sujeito, sistema ou elemento, ser afetado por ocasião de um acidente.
- *ANÁLISE DE RISCOS* - técnica de avaliação (com visita de campo) que caracteriza os eventos potencialmente perigosos, determina sua frequência e define condições espaciais e temporais para a sua ocorrência e indica a probabilidade de danos.
- *GERENCIAMENTO DE RISCO* – conjunto de ações voltadas para a redução e o controle do risco.
- *TIPOS DE RISCO* - forma de agregação, que tem por base a natureza do processo gerador. Ex: risco geológico, risco ambiental, risco topográfico, risco natural, risco induzido, etc.
- *FATORES DE RISCO* - elementos ou características que contribuem para a composição do risco. Ex: declividade, litologia, uso do solo, chuvas, etc.
- *GRAU DE RISCO* - dimensiona a probabilidade de ocorrência de acidentes, segundo uma escala de intensidade. Usualmente vêm sendo adotados 4 intervalos (1 - Risco Baixo; 2 - Risco Médio; 3 – Risco Alto; 4 – Risco Muito Alto), discutidos e aceitos no I Seminário Nacional de Redução de Risco em 2003, Recife.
- *SETOR DE RISCO* – porção do território, analisado em escala de detalhe (>1: 5.000) que apresenta características similares quanto ao processo gerador de desastres e quanto à sua probabilidade de ocorrência. São mapeados como polígonos fechados, aos quais são atribuídos os graus de risco (1 - Risco Baixo; 2 - Risco Médio; 3 – Risco Alto; 4 – Risco Muito Alto).
- *MAPA DE RISCO* – mapa onde são lançados os resultados da análise de risco, com os setores de risco delimitados e codificados por cores semafóricas (risco baixo – verde; médio – amarelo; alto – vermelho; muito alto – roxo).
- *CADASTRO DE RISCO* – conjunto de informações sistematizadas em Fichas, sobre moradias em situação de risco, constando de informações sobre: localização e condições da edificação, nomes dos ocupantes e dados que permitam avaliar sua vulnerabilidade frente a um possível acidente, além de outros dados cadastrais de interesse para a Defesa Civil.

Na literatura, nem sempre existe um conceito absoluto sobre risco geológico. Por vezes termos como risco geotécnico e risco geomorfológico, são utilizados como sinônimos. Independentemente dos problemas conceituais, a prevenção e a redução de acidentes

naturais passa pelo conhecimento dos níveis de perigo e risco aos quais está submetida a área (ALHEIROS, 1998).

No **quadro 4.1**, a seguir, apresenta uma classificação geral de riscos, para as diferentes modalidades de processos associados a riscos, que hoje é internacionalmente aceita pelo meio técnico-científico.

Quadro 4.1 – Classificação dos riscos

CLASSIFICAÇÃO DOS RISCOS	
RISCOS NATURAIS Processos ou fenômenos naturais que ocorrem na biosfera e podem resultar em danos. Podem ser classificados de acordo com sua origem em: geológicos, hidrometeorológicos ou biológicos	
ORIGEM	FENÔMENOS
Riscos Hidrometeorológicos Processos naturais ou fenômenos de ordem atmosférica, hidrológica e oceânica.	Inundações, fluxos de detritos ou de lama erosão hídrica e costeira, ciclones tropicais, tempestades, ventos, chuvas e outros eventos climáticos severos, raios, relâmpagos, secas, desertificação, incêndios florestais, temperaturas extremas, tempestade de areia e poeira, solos congelados (permafrost), avalanches de neve.
Riscos Geológicos Fenômenos terrestres naturais associados a processos endógenos tectônicos ou exógenos, como os movimentos de massa.	Terremotos, maremotos (tsunamis), atividade e emissões vulcânicas, movimentos de massa: deslizamentos, queda de rochas, corridas de lama, deslizamentos submarinos, colapsos e atividades de falhas geológicas
Riscos Biológicos Processos de origem orgânica decorrentes de vetores biológicos, incluindo exposição a microrganismos patogênicos, toxinas e substâncias bioativas.	Surtos de doenças epidêmicas, contágio por planta ou animal e infestações extensivas (pragas de gafanhotos)
RISCOS TECNOLÓGICOS Perigo associado a acidentes tecnológicos ou industriais, falhas estruturais ou humanas que possam causar perdas de vidas, ferimentos, danos à propriedade, ruptura social ou econômica, ou danos ambientais, quase sempre associados a riscos antropogênicos. Exemplos: poluição industrial, emissão nuclear e radioatividade, lixo tóxico, ruptura de barragens, acidentes de transportes ou acidentes tecnológicos (explosões, incêndios, derramamentos)	
DEGRADAÇÃO AMBIENTAL Processos induzidos por comportamentos e atividades humanas (às vezes combinados com riscos naturais) que causam danos aos recursos naturais, impactam adversamente processos naturais e ecossistemas. Os efeitos potenciais são variados e podem contribuir para o aumento da vulnerabilidade, frequência ou intensidade dos riscos naturais. Exemplos: degradação da terra, desflorestamento, desertificação, incêndios florestais, perda da biodiversidade, poluição do ar e das águas, mudanças climáticas, subida do nível do mar, depleção de ozônio.	

Fonte: ISDR - International Strategy for Disaster Reduction, 2004, a partir de COUTINHO, 2010

4.2 AVALIAÇÃO E GERENCIAMENTO DOS RISCOS

Para a avaliação do risco, alguns elementos são considerados, como: a suscetibilidade da área ao tipo de desastre em foco, o perigo potencial, o grau de exposição e a vulnerabilidade dos sistemas ali existentes (**Figura 4.1**).

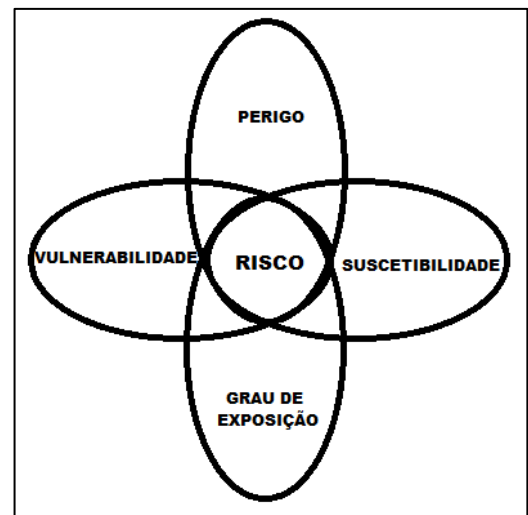


Figura 4.1 – Elementos de risco

Fonte: adaptado de Hays (1991), a partir de ALHEIROS (1998)

Muitas das metodologias propostas refletem apenas a suscetibilidade da área – que corresponde às características predisponentes do meio físico, ou seja, a fragilidade desse meio frente aos processos geológicos – e a probabilidade de ocorrência de desastres. Entretanto, para análise de riscos, deve-se também considerar a vulnerabilidade, que expressa o grau das perdas, refletindo a fragilidade dos sistemas implantados na área considerada.

Em geral, a análise de risco deve contemplar a suscetibilidade da área e a vulnerabilidade dos sistemas presentes na área ameaçada e a maioria das “equações de risco” envolvem esses dois elementos, como a equação 4.1 apresentada anteriormente (ALHEIROS, 1998).

Um modelo de abordagem largamente utilizado é o modelo elaborado pela UNDRO - Escritório das Nações Unidas para a Redução de Desastres –, em 1991, se baseia em atividades de prevenção e preparação. A prevenção consiste na valoração da magnitude do desastre, dos riscos associados e da elaboração das medidas de proteção a serem adotadas. A preparação, por sua vez, consiste nas atividades emergenciais coordenadas pela defesa civil frente a áreas de risco muito alto ou à ocorrência de um desastre.

Para o gerenciamento dos riscos, o modelo considera alguns estágios (COUTINHO, 2010):

1. Identificação dos riscos: reconhecimento de ameaças ou perigos e, para cada uma delas, descrever os fatores condicionantes, os agentes deflagradores e condicionantes e os elementos sob risco;
2. Análise (e mapeamento) dos riscos: coleta de informações e elementos da área de risco (formas de ocupação, vulnerabilidade dos moradores, presença de cortes e aterros, fossas, sistema de micro e macrodrenagem, entre outros), para avaliar as consequências e hierarquizar as diferentes situações identificadas na área avaliada, através de níveis de risco;
3. Medidas de prevenção (estruturais e não estruturais): elaboração do plano de prevenção de acidentes, a partir da formulação e execução de medidas estruturais ou não-estruturais onde houver necessidade de intervenção e eliminação do risco;
4. Planejamento para situações de emergência: elaboração de plano de ação em caso de desastres, constando as ações a serem realizadas, as pessoas responsáveis pela sua execução, a quantidade e a origem dos recursos materiais e humanos, as provisões necessárias à situação a ser enfrentada e as formas de evacuação ou proteção de uma dada população;
5. Informações públicas e treinamento: fazer com que os moradores tomem conhecimento sobre a situação de riscos, suas causas e o plano de ação elaborado; através de cursos, oficinas ou palestras.

Em algumas cidades brasileiras, foi realizado o PMRR – Plano Municipal de Redução de Riscos – e, a seguir, é apresentado um resumo dos resultados do PMRR do município de Camaragibe (COUTINHO, 2010).

No município de Camaragibe-PE foram identificados 164 Setores de Risco em 28 Localidades. Desses Setores, 38 são de Risco Muito Alto, 52 são de Risco Alto, 22 são de Risco Médio e 52 são de Risco Baixo.

Foram propostas ações estruturais em 90 setores que apresentaram risco alto e muito alto (R3 e R4). Também foram considerados mais 9 setores de risco médio e baixo (R2 e R1), por estarem relacionados aos limites de outros de maior risco, totalizando 99 setores.

O custo previsto para realização destas intervenções chega a um valor total estimado de R\$ 13.179.718. Nesse valor não foram incluídos os custos com remoção de moradias.

Quadro 4.2 - Dados do mapeamento de risco de deslizamento de encostas

Setores de Risco	Risco Muito Alto (R4)	Risco Alto (R3)	Risco Médio (R2)	Risco Baixo (R1)	TOTAL
Número de setores de risco	38	52	22	52	164
área dos setores (ha)	21,19 ha	37,97 ha	17,97 ha	209,97 ha	287,10 ha
% em relação ao município (5.180 ha)	0,41%	0,73%	0,35%	4,05%	5,54%
número de moradias nos setores	912	1.281	704	5.851	8.748
número de moradias ameaçadas	399	349	151	307	1.206
número de moradias para remoção	83	34	2	1	120

Fonte: COUTINHO, 2010

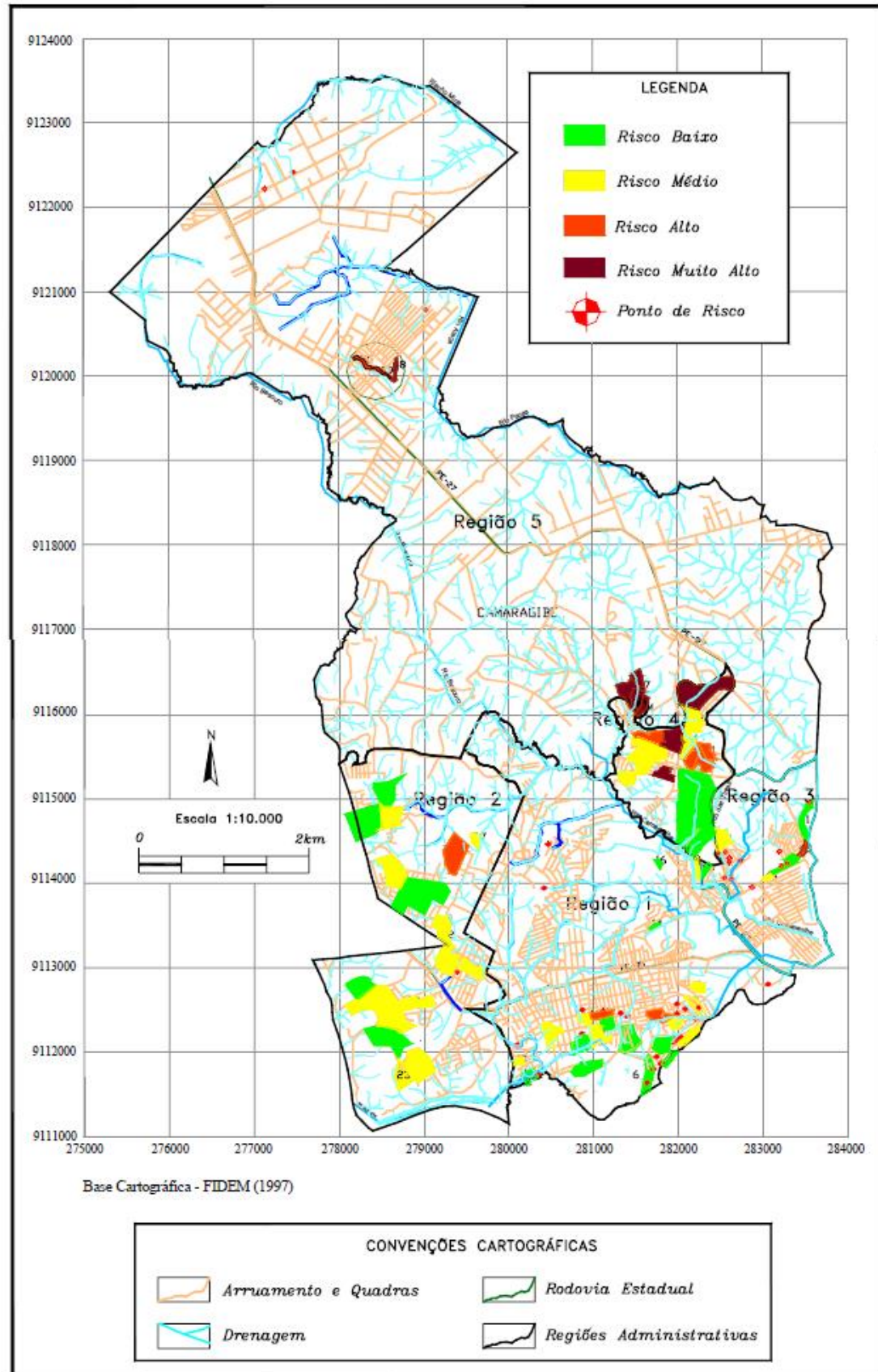


Figura 4.2 – Mapa dos setores de risco de Camaragibe

Fonte: BANDEIRA, 2003

4.3 AÇÕES PARA REDUÇÃO DE RISCOS

Segundo o modelo de abordagem elaborado pela ONU, as medidas de prevenção abrangem ações estruturais e/ou não estruturais. As medidas estruturais envolvem obras de engenharia para reduzir o grau de risco de uma área e as medidas não estruturais envolvem medidas estratégicas utilizando ferramentas de gestão e mudanças de comportamento.

Ações estruturais

As medidas estruturais visam a redução de riscos através da implantação de obras de engenharia de forma planejada (obras de estabilização de encostas, sistemas de micro e macro drenagem, obras de infraestrutura urbana, relocação de moradias, proteção com vegetação).

Segundo COUTINHO (2010), as ações estruturais são compostas da seguinte abordagem:

- Elaborar planos de intervenções estruturais integradas considerando os aspectos técnicos, econômicos e socioculturais;
- Inserir obras de contenção em programas de reurbanização ou consolidação geotécnica;
- Avaliar reuso da área de risco para fins habitacionais voltados à população de baixa renda, utilizando técnicas construtivas adequadas às condições geotécnicas das encostas.

Essas ações são normalmente muito custosas, sobretudo quando é necessário conter deslizamentos de grande magnitude, estabilizar grandes blocos de rocha ou evitar enchentes e inundações, e processos correlatos de erosão e solapamento de margens de córregos em extensas áreas ocupadas (CARVALHO et al., 1998).

Ações não estruturais

As ações não estruturais compreendem um conjunto de medidas estratégicas, sem envolver obras de engenharia, relacionadas às políticas urbanas, planejamento urbano, legislação, planos de defesa civil e educação. São consideradas tecnologias brandas e, normalmente, tem custo muito mais baixo que as medidas estruturais (tecnologias duras), além de

apresentar bons resultados, principalmente na prevenção dos desastres. Tratam-se, portanto, de medidas sem a intervenção de obras de engenharia (CARVALHO et al., 1998).

Medidas não estruturais

- Definir e implementar o modelo de gestão de risco que atenda aos problemas do município;
- Fortalecer a Defesa Civil e o Controle Urbano Municipal através da ampliação e capacitação dos quadros técnicos, da melhoria das condições de infraestrutura e do respaldo político da gestão municipal;
- Atualizar o conhecimento dos processos destrutivos e do mapeamento das áreas de risco e propor medidas de mitigação e redução de risco;
- Garantir monitoramento permanente dos setores de risco alto e muito alto e atualizar sistematicamente os cadastros das famílias que ocupam esses setores;
- Considerar a redução de risco nos Planos Diretores Municipais;
- Realizar ações de conscientização dos moradores para os problemas da área que ocupam;
- Montar Planos de Contingência para o período de chuvas;
- Elaborar o Plano Municipal de Redução de Risco ou similar, para planejar as intervenções e obras necessárias;

CAPÍTULO 5 - ESTUDO DE CASO: ALTO DO PADRE CÍCERO EM CAMARAGIBE-PE

Este capítulo consiste no estudo de caso da encosta do Alto do Padre Cícero, quanto da aplicação da análise de riscos e da elaboração de um anteprojeto de contenção de encosta, utilizando a técnica do solo grampeado.

5.1 ANÁLISE DE RISCO

Na região metropolitana do Recife, assim como na maioria das cidades do Brasil, a prática mais frequente de gerenciamento de riscos constitui-se nas mobilizações de emergências e socorro pós-acidente. Quase sem exceção, esses órgãos têm sua função voltada ao atendimento de emergências, é a "*manutenção de ordem na desordem*".

Planos de governo e direcionamento dos investimentos: quando se fala em planejamento de uso do solo em áreas de risco, trata-se essencialmente de tratamentos emergenciais para remediar as consequências dos deslizamentos. Entretanto, as áreas que ainda não apresentaram problemas de movimentação de massa, mas são potencialmente uma área de risco, também devem ser detectadas e tratadas antes que o problema se manifeste e ocorra um novo desastre com perdas humanas, materiais e ambientais.

“Conter o risco iminente ou o problema já deflagrado é muito importante, mas prevenir futuros erros, que podem ser identificado pelo meio técnico, é uma opção inteligente, necessária e mais econômica.” (Roberto Coutinho, em www.abms.com.br)

Foi realizada a análise riscos da encosta do Alto do Padre Cícero, área de estudo da presente pesquisa, segundo o modelo de abordagem da ONU. A metodologia é descrita no Livro Mapeamento de Riscos em Encostas e Margens de Rios, CARVALHO et al. (2007). A proposta do roteiro de cadastro emergencial de risco de deslizamentos que se segue, permite a conclusão sobre o grau de risco da encosta em análise.

Tal metodologia trabalha seguindo os seguintes passos, segundo CARVALHO et al. (2007):

1º Passo – Dados gerais sobre a moradia: refere-se às condições de acesso à área e o tipo de material construtivo utilizado. A necessidade de levantar o tipo de moradia se deve as diferentes resistências que cada tipo (madeira ou alvenaria) tem com relação ao impacto dos materiais mobilizados pelos deslizamentos. Pressupõe-se que casas em alvenaria apresentem maior resistência que as de madeira. Esse fator pode influenciar a classificação dos graus de risco a que a moradia está submetida.

2º Passo – Caracterização do local: refere-se as características da encosta, como tipo de talude, tipo de material, presença de lixo, blocos de rocha ou matacões, inclinação da encosta e distância da moradia ao topo da base. Os tipos de talude e de materiais presentes dão pistas sobre a tipologia dos processos esperados e dos materiais que podem ser mobilizados. A presença de paredes, blocos e matacões rochosos indicam a possibilidade de ocorrência de um processo diferente do que aqueles para solos.

3º Passo – Água: refere-se às condições de ocorrência de água e sua interferência na estabilidade do talude. A água é reconhecidamente o principal agente deflagrador de deslizamentos. A presença da água pode se dar de diversas formas, como água das chuvas, águas servidas e esgotos. A origem e destino dessas águas são fatores que devem ser levantados durante o cadastramento.

4º Passo – Vegetação no talude ou proximidades: refere-se ao levantamento da vegetação existente. Deve-se atentar que nem toda vegetação traz acréscimo de estabilidade para as encostas. Discute-se, e é largamente aceito, que as bananeiras são prejudiciais à estabilidade, por facilitar a infiltração de água. Paradoxalmente, a bananeira é o cultivo preferencial das populações que ocupam encostas, seja para a produção destinada à venda, seja como fonte de alimento. Outra característica da vegetação que pode ser prejudicial é a resistência em relação ao vento, pois existe a possibilidade de galhos se quebrarem e atingir as moradias.

5º Passo – Sinais de movimentação (Feições de instabilidade): Trata-se do parâmetro mais importante para a determinação de maior risco processos cujo desencadeamento é passível de ser monitorado por meio de seus sinais. As feições principais se referem às juntas de alívio, fendas de tração, fraturas de alívio, trincas e os degraus de abatimento. As trincas podem ocorrer tanto no terreno como nas moradias. Outra feição importante é a inclinação de estruturas rígidas como árvores, postes e muros e o “embarrigamento” de muros e paredes. A presença de cicatriz de deslizamento próxima à moradia leva-nos a supor que taludes em situação semelhante, também poderão sofrer estabilizações.

6º Passo – Tipos de processos de instabilização esperados ou ocorridos: Espera-se que com a caracterização do local (2º Passo), com a análise da presença da água (3º Passo); da vegetação (4º Passo) e dos sinais de movimentação (5º Passo), o usuário responsável pelo cadastro tenha condições de reconhecer o tipo de processo que pode vir a ocorrer. Nos casos em que o processo já tenha ocorrido, isso se torna mais simples.

7º Passo – Determinação do grau de risco, segundo os critérios de condicionante geológicos geotécnicos que potencializam os deslizamentos, presença do indícios de instabilidade e probabilidade de ocorrência de eventos destrutivos em período de chuva.

Quadro 5.1 – Introdução ao roteiro de cadastro

ROTEIRO DE CADASTRO EMERGENCIAL DE RISCO DE DESLIZAMENTOS	
Município	Nº do cadastro
Bairro	Data: / /
a) Este roteiro objetiva auxiliar a tomada de decisão sobre as moradias que estão sob risco de deslizamentos. b) Ao final do preenchimento será possível se estabelecer o grau (nível) de risco ao qual está sujeita a moradia. c) O preenchimento deve ser feito passo-a-passo. Para cada passo existem instruções que devem ser lidas com atenção. d) Converse com os moradores das casas e vizinhos. As pessoas têm a tendência de tentar esconder fatos, pensando nos problemas que uma remoção pode lhes causar. Quando for possível pergunte para crianças.	

Fonte: CARVALHO et al. (2007)

1º Passo – Dados gerais sobre a moradia.

Durante visita de campo, foi verificada a presença de 17 moradias nos patamares da encosta, todas em alvenaria. Com exceção das construções localizadas no topo da encosta, as casas são de difícil acesso. Verificou-se também a presença de fissuras grandes em algumas das casas e vigas escoradas (**Fotos 5.1 e 5.2**).



Foto 5.1 – Moradias em alvenaria (meia encosta) (a) e (b)



Foto 5.2 - – Moradias em alvenaria (meia encosta)

2º Passo – Caracterização do local

Verificou-se que o material do talude é uma argila areno-siltosa, com presença de cortes inadequados realizados pelos próprios moradores, lixo e entulhos espalhados, inclinação acentuada da encosta, árvores de maior porte inclinadas, moradias bem próximas ao topo dos taludes (**Foto 5.3 e 5.4**).



Foto 5.3 – Perfil da encosta



Foto 5.4 – Lixo espalhado

3º Passo – Água

O esgoto doméstico tem como destino fossas e o sistema de drenagem é muito precário, com a presença de poucas calhas e valetas ou outros dispositivos de captação e condução de águas pluviais (em geral, presentes nas construções no topo da encosta), as águas correm na superfície do talude, carreando materiais (**Foto 5.5**).



Foto 5.5 – Drenagem existente de águas servidas (a) e águas pluviais (b)

4º Passo – Vegetação no talude ou proximidades

Pode-se observar nas fotos a presença de vegetação baixa e algumas árvores de pequeno porte, sendo algumas com inclinação, mas sem áreas de cultivo. Foi observado também, durante a vista de campo, que a prefeitura estava retirando a cobertura vegetal e, segundo os funcionários, a mesmo realizaria obras de contenção no local previstas para o final do corrente ano (**Foto 5.6 e 5.7**).



Foto 5.6– Vegetação existente



Foto 5.7 – Funcionários da prefeitura retirando a cobertura vegetal

5º Passo – Sinais de movimentação

Foram observadas trincas nas casas, fissuras no pé e no topo do talude, inclinação das árvores e cicatrizes de deslizamentos anteriores (**Foto 5.8 a 5.10**).



Foto 5.8 – Fissuras verificadas nas construções



Foto 5.9 – Presença de fissuras nos taludes



Foto 5.10 – Árvore no talude inclinada

6º Passo - Tipos de processos de instabilização esperados ou ocorridos

Em conversa com moradores locais, estes afirmaram que a defesa civil exigiu a desapropriação de toda a encosta, mas poucos deixaram suas casas. Relataram também a ocorrência de vários deslizamentos ocorridos nos últimos cinco anos, verificados pelas cicatrizes ao longo da encosta (**Foto 5.11**).



Foto 5.11 – Evidências de escorregamentos anteriores

7º Passo – Determinação do grau de risco

Com a análise dos parâmetros descritos nos passos anteriores e os critérios explicitados no quadro abaixo, a encosta em estudo foi classificada como de nível 3 (risco alto).

Quadro 5.2 - Classificação dos riscos

GRAU DE RISCO	DESCRIÇÃO
R1 Baixo	- Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de baixa potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos; - Não se observa(m) sinal/feição/evidência(s) de instabilidade. Não há indícios de desenvolvimento de processos de instabilização de encostas e de margens de drenagens; - Mantidas as condições existentes, não se espera a ocorrência de eventos destrutivos no período compreendido por uma estação chuvosa normal.
R2 Médio	- Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de média potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos. - Observa-se a presença de algum(s) sinal/feição/evidência(s) de instabilidade (encostas e margens de drenagens), porém incipiente(s). Processo de instabilização em estágio inicial de desenvolvimento. - Mantidas as condições existentes, é reduzida a possibilidade de ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.
R3 Alto	- Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos. - Observa-se a presença de significativo(s) sinal/feição/evidência(s) de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, etc.). Processo de instabilização em pleno desenvolvimento, ainda sendo possível monitorar a evolução do processo. - Mantidas as condições existentes, é perfeitamente possível a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa.

R4 Muito Alto	• Os condicionantes geológico-geotécnicos predisponentes (declividade, tipo de terreno, etc.) e o nível de intervenção no setor são de muito alta potencialidade para o desenvolvimento de processos de escorregamentos e solapamentos. • Os sinais/feições/evidências de instabilidade (trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, trincas em moradias ou em muros de contenção, árvores ou postes inclinados, cicatrizes de deslizamento, feições erosivas, proximidade da moradia em relação à margem de córregos, etc.) são expressivas e estão presentes em grande número ou magnitude. Processo de instabilização em avançado estágio de desenvolvimento. É a condição mais crítica, sendo impossível monitorar a evolução do processo, dado seu elevado estágio de desenvolvimento. • Mantidas as condições existentes, é muito provável a ocorrência de eventos destrutivos durante episódios de chuvas intensas e prolongadas, no período compreendido por uma estação chuvosa
---------------------------------	---

Fonte: CARVALHO et al., 2007

Nesse contexto, para gerenciamento dos riscos acima apontados, recomenda-se:

- Remoção imediata dos moradores;
- Execução de projeto de drenagem (superficial e profundo);
- Execução de proteção superficial;
- Posterior implantação de obra de contenção.

5.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

A análise da estabilidade da encosta localizada no Alto do Padre Cícero, município de Camaragibe-PE, foi realizada com o auxílio do software SLOPEW 2007. Este software é uma das ferramentas computacionais mais usadas para calcular o fator de segurança mínimo a ruptura do talude. A partir da teoria do equilíbrio-limite, o software permite a modelagem de tipos heterogêneos de estratigrafia, solos, rupturas, entre outros.

A geometria do talude utilizada na análise de estabilidade foi obtida a partir de levantamentos topográficos e relatório de sondagem. Com o apoio dos parâmetros de resistência do solo obtidos em ensaios de laboratórios, a encosta foi dividida em três regiões: topo da encosta, meia encosta e base da encosta. Com auxílio do software

SLOPE/W foram simuladas rupturas no topo da encosta, no meio da encosta, na base da encosta e a ruptura global da encosta.

O **quadro 5.3** apresenta os parâmetros do solo considerados para as análises de estabilidade. Esses parâmetros foram obtidos em ensaios de amostras em condição de umidade natural e amostras inundadas.

Quadro 5.3 - Parâmetros de entrada no software SLOPE/W

Parâmetros para análise de estabilidade de talude								
Local / Fácie	Ensaio	Descrição / Classificação	CDN			CDI		
			C (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m³)	C (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m³)
Topo encosta	CD	Argila areno-siltosa	27,39	35,70	16,93	8,72	34,20	19,27
Meia encosta	CD	Argila areno-siltosa	35,08	28,10	18,13	6,97	29,50	19,90
Base encosta	CD	Argila areno-siltosa	13,76	36,50	16,29	3,30	35,00	19,04

Fonte: MAGALHÃES, 2013

RESULTADOS DAS ANÁLISES

O primeiro cenário de análises realizado no software foi na condição de umidade natural da encosta. As **figuras 5.1 a 5.4** ilustram os resultados das análises de estabilidade em cada talude.

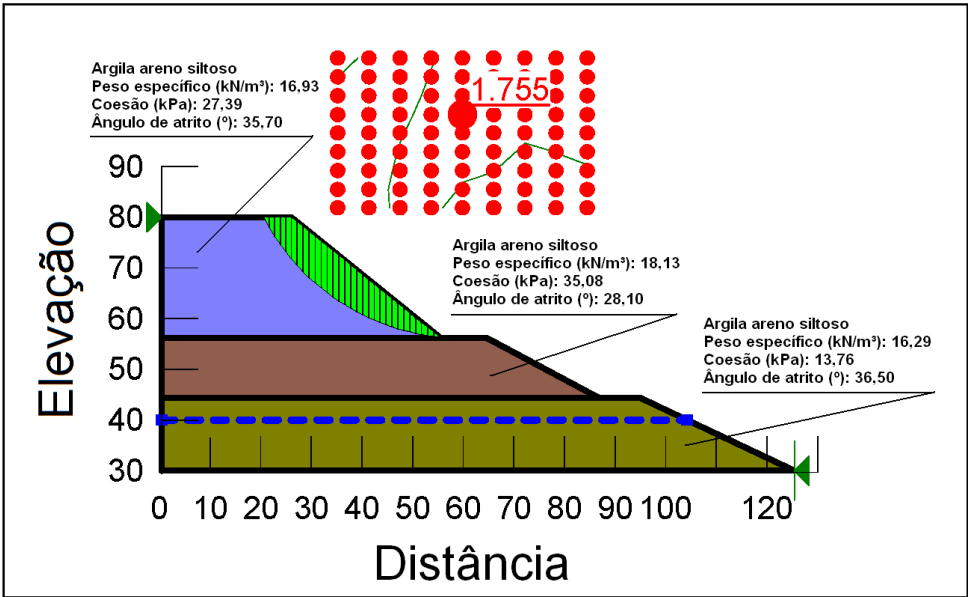


Figura 5.1 – Topo da encosta – condição de umidade natural

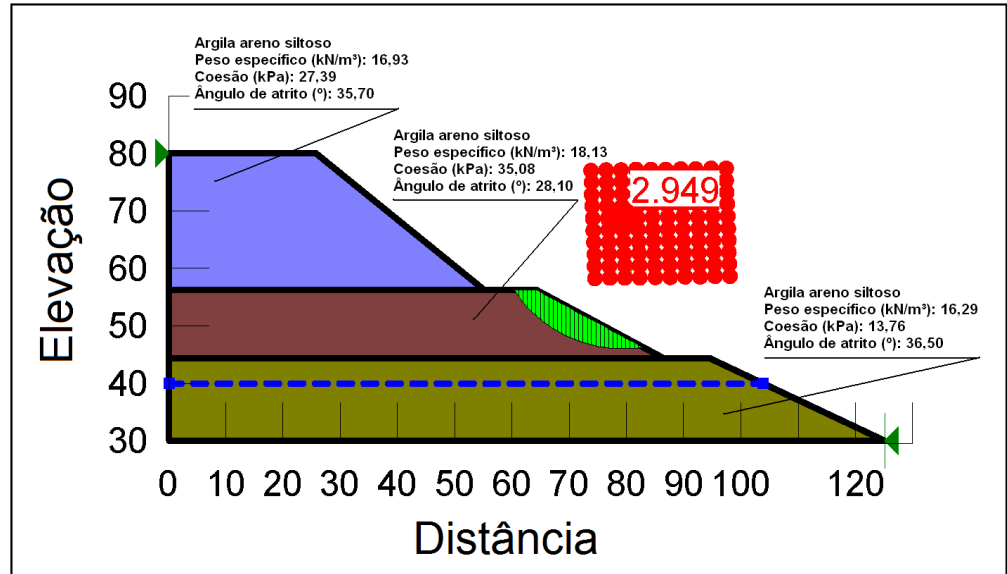


Figura 5.2– Meia encosta – condição de umidade natural

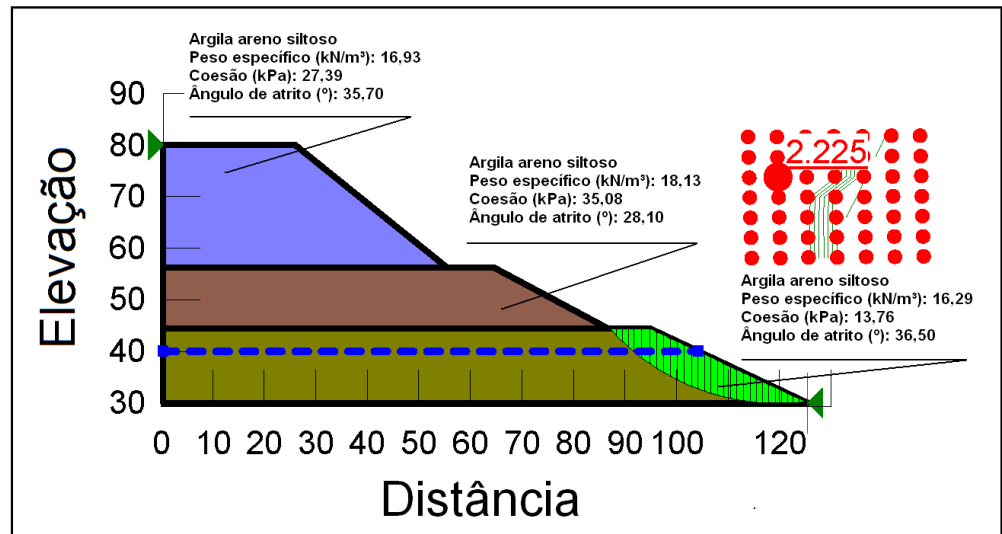


Figura 5.3– Base da encosta – condição de umidade natural

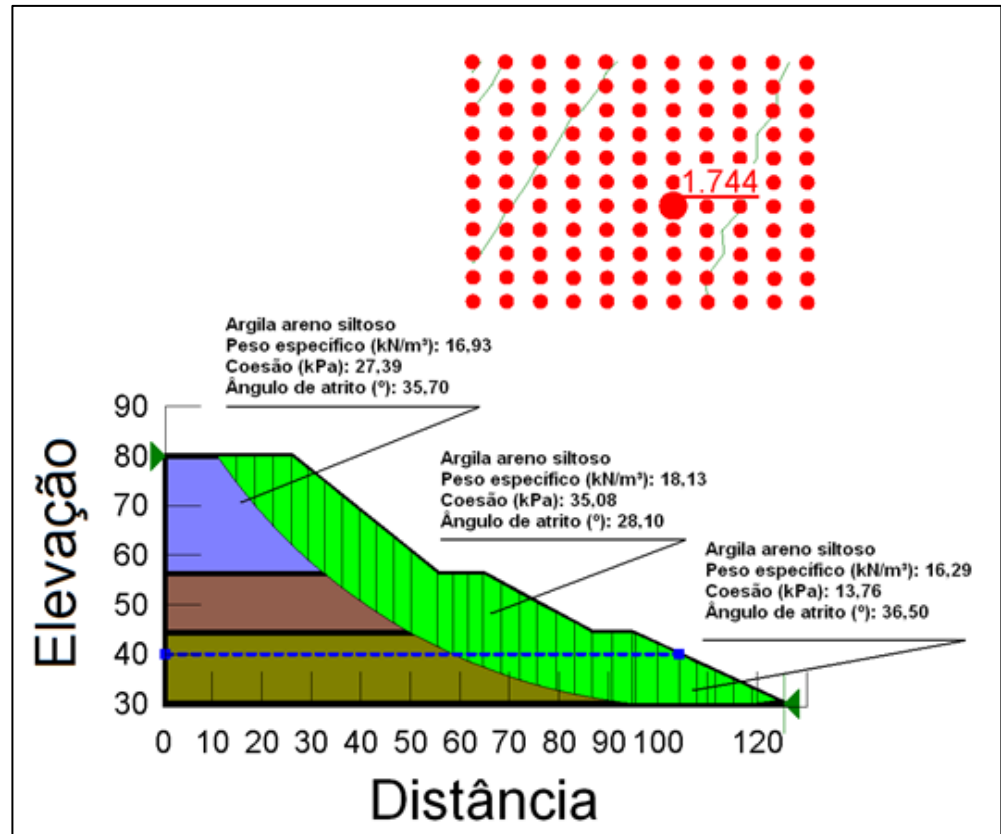


Figura 5.4 – Global – condição de umidade natural

O segundo cenário de análises realizado no software foi na condição inundada da encosta, ou seja, simulando o efeito nos períodos de precipitação intensa. As **figuras 5.5 a 5.8** ilustram os resultados das análises de estabilidade em cada talude.

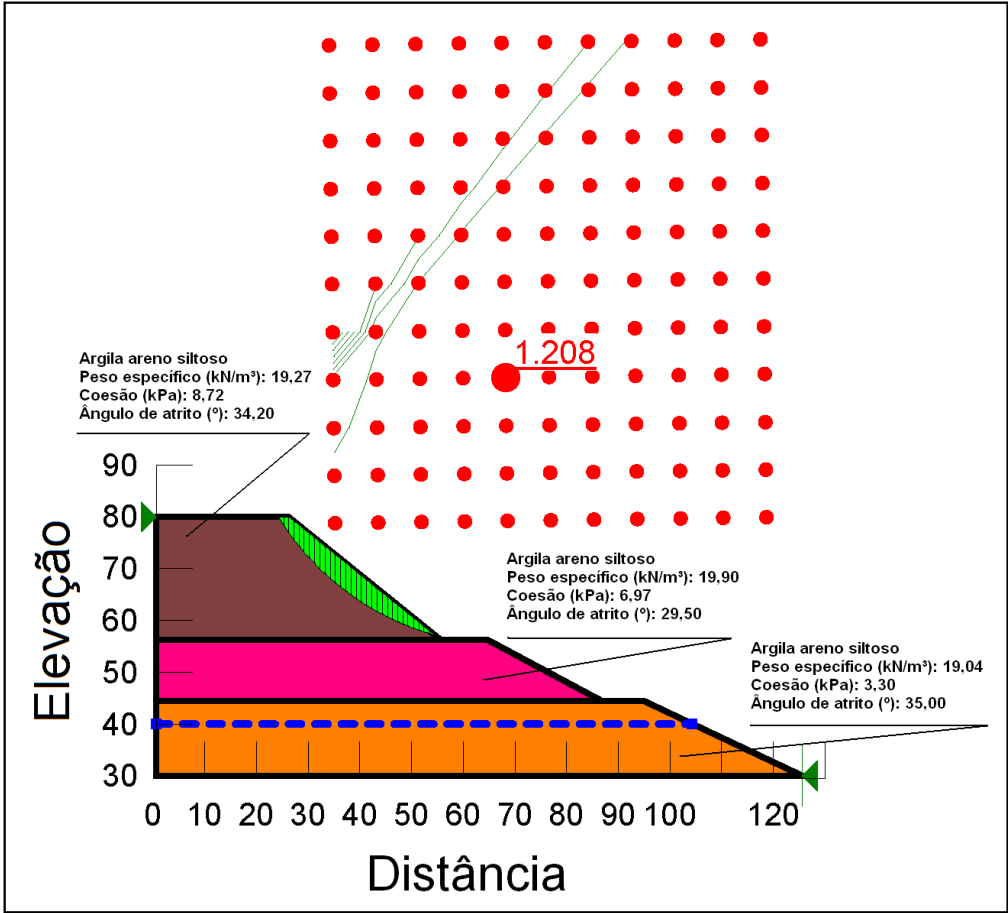


Figura 5.5– Topo da encosta – condição inundada

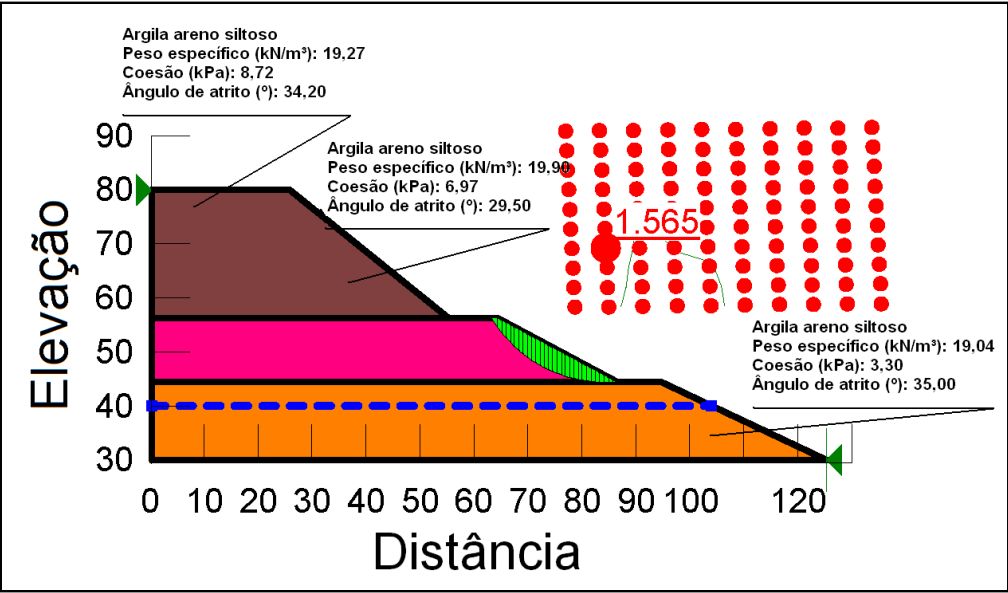


Figura 5.6 – Meia encosta – condição inundada

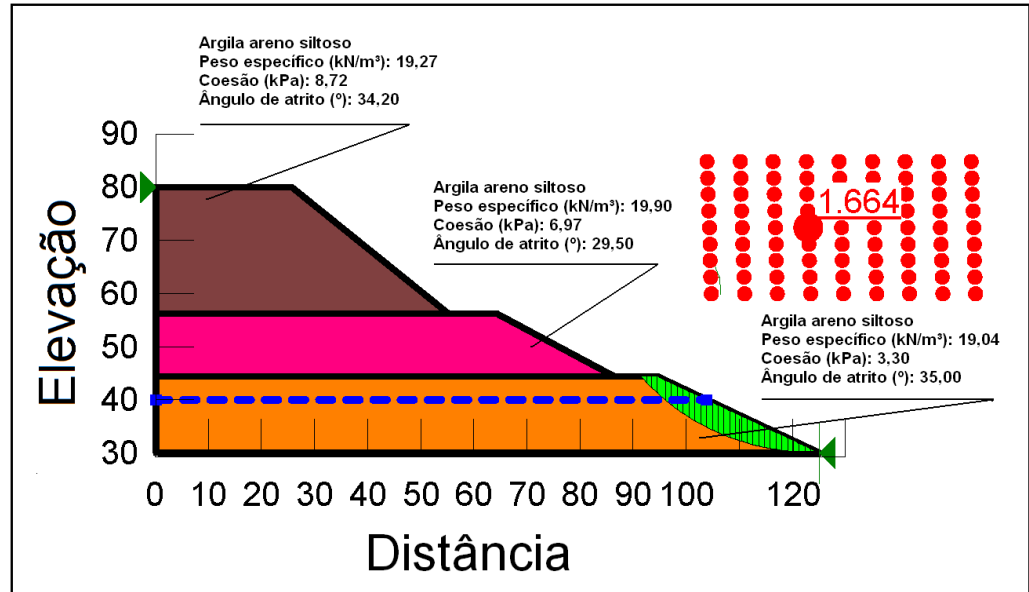


Figura 5.7 – Base da encosta – condição inundada

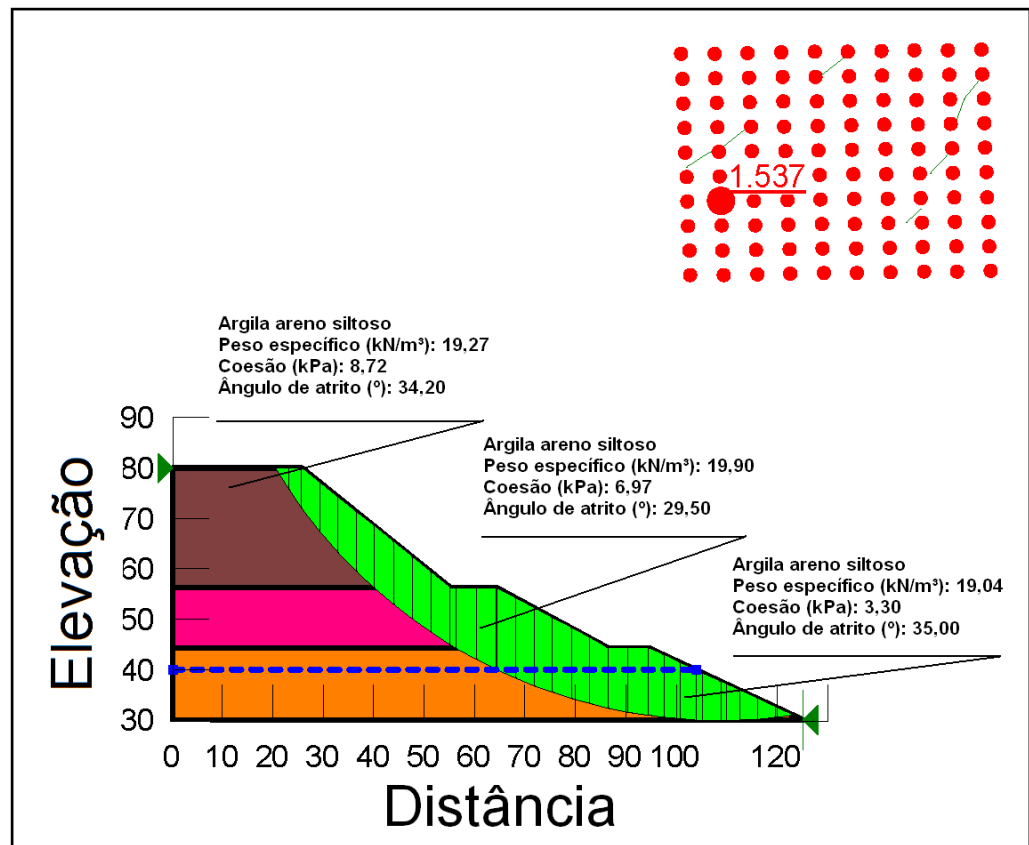


Figura 5.8 – Global – condição inundada

Com o auxílio da modelagem gerada no software SLOPE/W, verificou-se a estabilidade da meia encosta após o deslizamento do talude de topo. A geometria da nova seção foi determinada a partir da modelagem fornecida pelo software e a sobrecarga foi determinada em função do peso específico do solo deslizado, considerando um valor um pouco abaixo do encontrado na natureza. Essa análise foi feita apenas na meia encosta e considerando a pior situação, ou seja, na condição inundada. Contudo, em uma análise de projeto executivo devem-se considerar todas as outras hipóteses não realizadas neste presente trabalho.

Hipótese 1

Na primeira hipótese foi considerado que a sobrecarga proveniente do deslizamento do talude de topo deslizasse até o limite horizontal da meia encosta, conforme **figura 5.9**. Nesta hipótese o FS sofreu uma redução, devido á sobrecarga, de 11%.

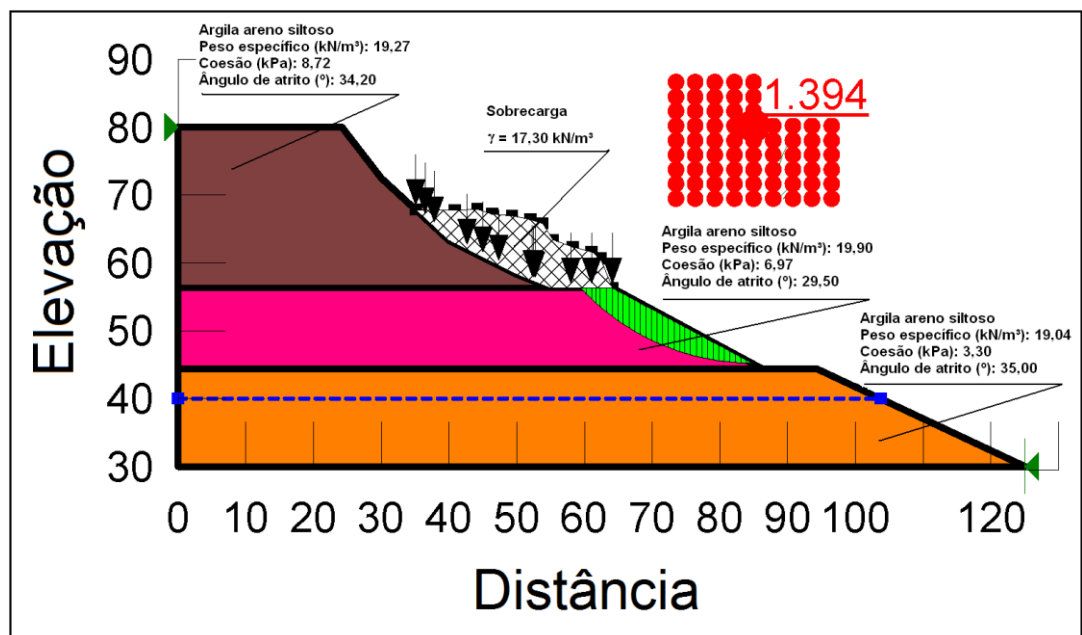


Figura 5.9 – Meia encosta, hipótese 1

Hipótese 2

A segunda hipótese levou em consideração duas análises de movimentação de massa tendo como base a mesma sobrecarga proveniente do deslizamento do talude de topo. A primeira análise considera que massa desliza até o início do talude da meia encosta, conforme **figura 5.10**, essa análise apresentou menor FS para o talude, porém apresenta uma pequena superfície de ruptura. A segunda análise foi realizada para determinar o

menor fator de segurança que movimentaria uma massa de solo com maiores proporções (figura 5.11).

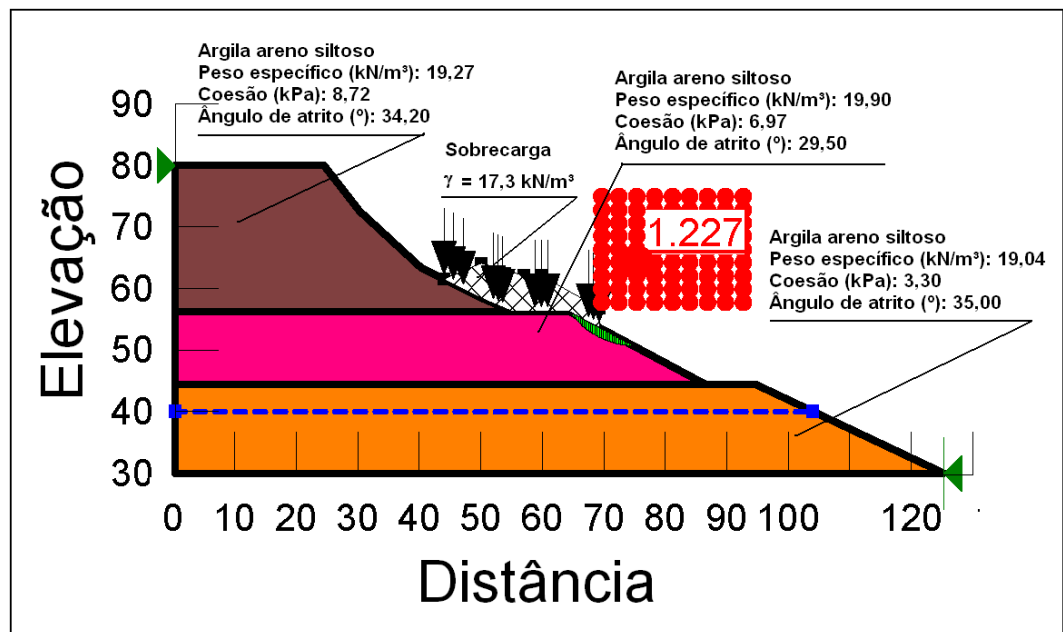


Figura 5.10 – Meia encosta, hipótese 2.1

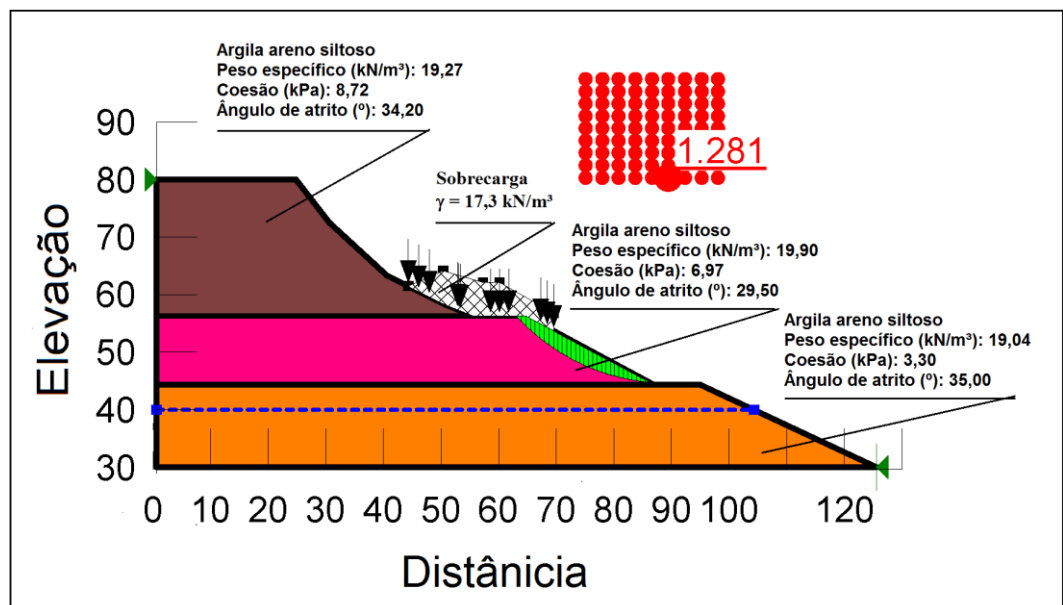


Figura 5.11 – Meia encosta, hipótese 2.2

Os dois valores de fator de segurança nessas duas análises são bastante próximos, porém a massa movimentada distingue os dois casos considerados. Isso ocorre porque o programa

gera a modelagem para o menor fator de segurança, independente do volume de massa deslizado. Conclui-se que a redução do FS devido à sobrecarga foi de 21,6%.

O **quadro 5.4** apresenta os resultados dos fatores de segurança calculados pelos quatro métodos analisados: Morgenstern & Price, Janbu, Bishop e Ordinary.

Quadro 5.4– Métodos analisados com os seus respectivos fatores de segurança

Superfície de ruptura	Condição do corpo de prova	Métodos analisados			
		Morgenstern & Price	Janbu	Bishop	Ordinary
Topo da encosta	Natural	1,755	1,672	1,761	1,688
	Inundado	1,208	1,163	1,213	1,169
Meia encosta	Natural	2,949	2,807	2,954	2,864
	Inundado	1,565	1,520	1,579	1,527
Meia encosta Hipótese 1	Inundado	1,394	1,321	1,396	1,328
Meia encosta Hipótese 2.1	Inundado	1,227	1,153	1,230	1,161
Meia encosta Hipótese 2.2	Inundado	1,281	1,222	1,283	1,228
Base da encosta	Natural	2,225	2,111	2,223	2,103
	Inundado	1,664	1,578	1,664	1,572
Global	Natural	1,744	1,623	1,726	1,627
	Inundado	1,537	1,408	1,526	1,409

Os maiores fatores de segurança foram encontrados no método de Bishop, porém este método adota que a superfície de ruptura é circular dividida em fatias que não apresentam forças de cisalhamento entre si.

O método adotado nesse estudo foi o de Morgenstern & Price por ser um método mais completo, pois ele considera qualquer superfície de ruptura e leva em consideração o binário força e momento.

O anteprojeto da estrutura de contenção de solo grampeado será empregado no topo da encosta, para este trabalho, porém os demais taludes seguiriam a mesma metodologia. O talude de topo foi escolhido por apresentar a condição mais crítica, ou seja, de menor fator de segurança, conforme **quadro 5.4**. O fator de segurança é reduzido em 31% quando comparamos os resultados da amostra em condição natural em relação a amostra em condição inundada.

5.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO: SOLO GRAMPEADO

Este pré-dimensionamento do talude de topo é um projeto preliminar, além disso, foi levada em consideração apenas a estabilização de uma parte desse talude.

Escavação

O solo da encosta foi classificado como uma argila areno-siltoso, assim a profundidade de escavação adotada por etapa de execução recomendada é de 1,50 metros, conforme **quadro 2.12**. Então, serão realizadas 24 etapas de escavação.

Resistência ao cisalhamento

O parâmetro de resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo pode ser determinado através de correlações empíricas, ou através de ensaio de arrancamento. Por se tratar de um anteprojeto, o presente trabalho não realizou ensaios de arrancamento. Sendo assim, o valor da q_s foi determinado através da equação empírica recomendada por Springer. Desta forma, com o N_{SPT} médio adotado de 15 golpes, obtemos o valor da q_s a partir da equação 4.4:

$$q_s = 45,12 \ln(N_{spt}) - 14,99 \text{ (kPa)}$$

$$q_s = 107 \text{ kPa}$$

O software Macstars 2000® foi adotado para cálculo do fator de segurança do talude estabilizado através do reforço de grampos. As recomendações utilizadas nesta análise encontram-se abaixo.

Instalação dos grampos

Os grampos serão injetados na encosta através de uma pré-perfuração com diâmetro (Φ_{furo}) de 100 milímetros. Recomenda-se que tais grampos sejam de aço CA-50, espaçados em 1,50 metros na horizontal e vertical, recebam tratamento anticorrosivo, possuam inclinação

de 45° com a vertical, devido a geometria do terreno, tenham comprimento de 6,00 metros com 20 milímetros de diâmetro e que elementos centralizadores espaçados de 1,50 metros sejam introduzidos no interior do furo para garantir que o mesmo fique centrado e com recobrimento de nata de cimento totalmente assegurado. Desta forma, foi estimado que 1,80 metros do grampo estarão embutidos na zona passiva (L_p). GeoRio (2000) cita que a equação abaixo determina o valor da carga de trabalho à tração em um grampo.

$$T = \pi \phi_{\text{furo}} q_s L_p \quad (\text{equação 5.1})$$

$$T = 60,50 \text{ kN}$$

Verificação da tensão máxima em um grampo, a partir da equação 4.1:

$$T_{\text{max}} = 0,9 \times f_y \times A_s$$

$$T_{\text{max}} = 141 \text{ kN}$$

Como $T_{\text{max}} > T$, a barra de aço suporta a carga de trabalho à tração de projeto.

Verificação da estabilidade do talude após reforço com grampos:

A verificação da estabilidade do talude de topo após o reforço dos grampos foi realizada utilizando o software Macstars 2000®. Inicialmente foi realizada uma análise de estabilidade no topo da encosta para comparar com o resultado obtido no software SLOPEW 2007, a **figura 5.12** ilustra essa análise. O Macstars 2000® permite o cálculo pelos métodos de Janbu e Bishop, porém o método adotado no SLOPEW foi o Morgenstern & Price. De acordo com o **quadro 5.4**, o método de Bishop, em termos de valores de fator de segurança, é o que mais se aproxima do método de Morgenstern & Price. Sendo assim, as análises realizadas no Macstars 2000® foram feitas considerando o método de cálculo de Bishop.

O fator de segurança calculado no SLOPEW foi de 1,213, enquanto que o calculado no Macstars 2000® foi de 1,205, mostrando que os resultados das análises realizadas nos softwares são próximos. Então, o uso do Macstars 2000® é adequado para verificar a estabilidade do talude após o reforço.

No cálculo da estabilidade após o reforço, encontrou-se um fator de segurança no valor de 1,523, conforme **figura 5.13**. Fatores de segurança acima de 1,50 são considerados adequados para estabilização de encostas. Então, a estrutura de contenção dimensionada é recomendada para estabilizar o talude.

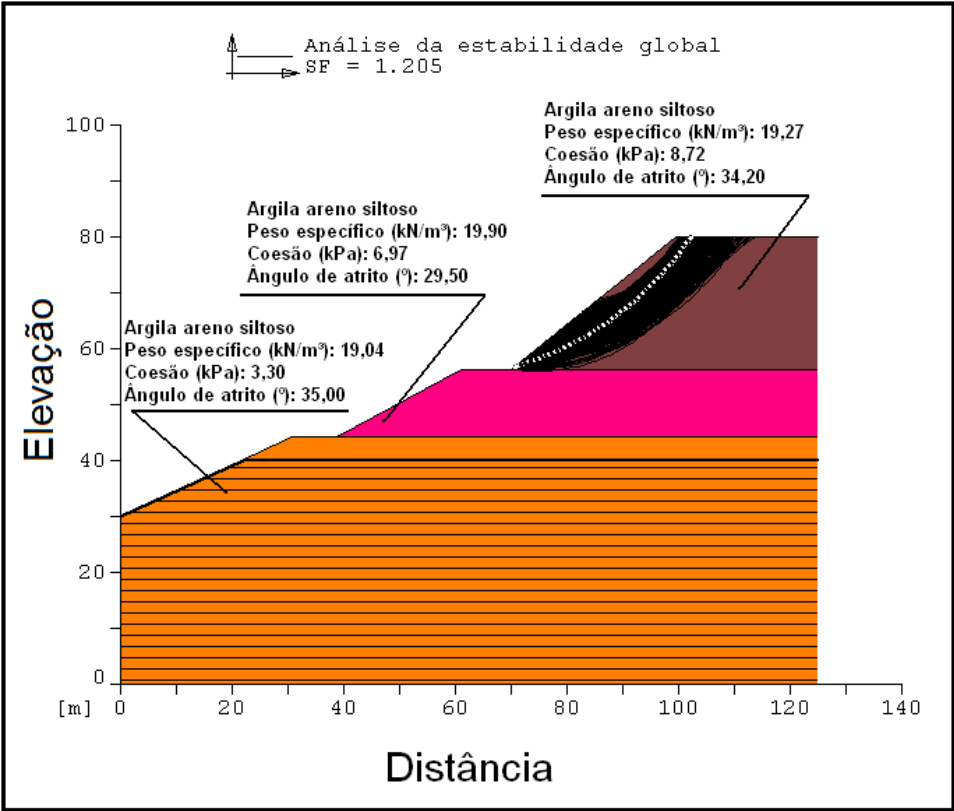


Figura 5.12– Topo da encosta – condição inundada (Macstars 2000®)

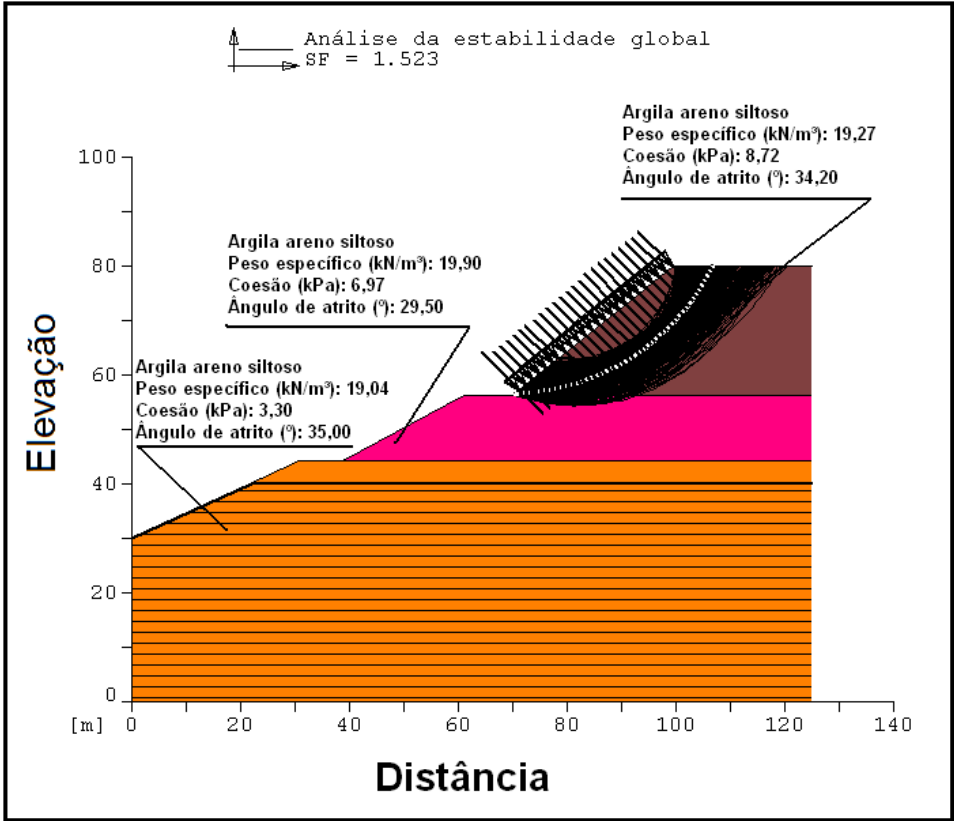


Figura 5.13– Topo da encosta – reforço com grampos (Macstars 2000®)

Estabilização do paramento

Recomenda-se que o revestimento de paramento seja feito em concreto projetado com malha de aço eletrossoldada. As **figuras 5.14 e 5.15** ilustram o esboço da disposição dos grampos no paramento.

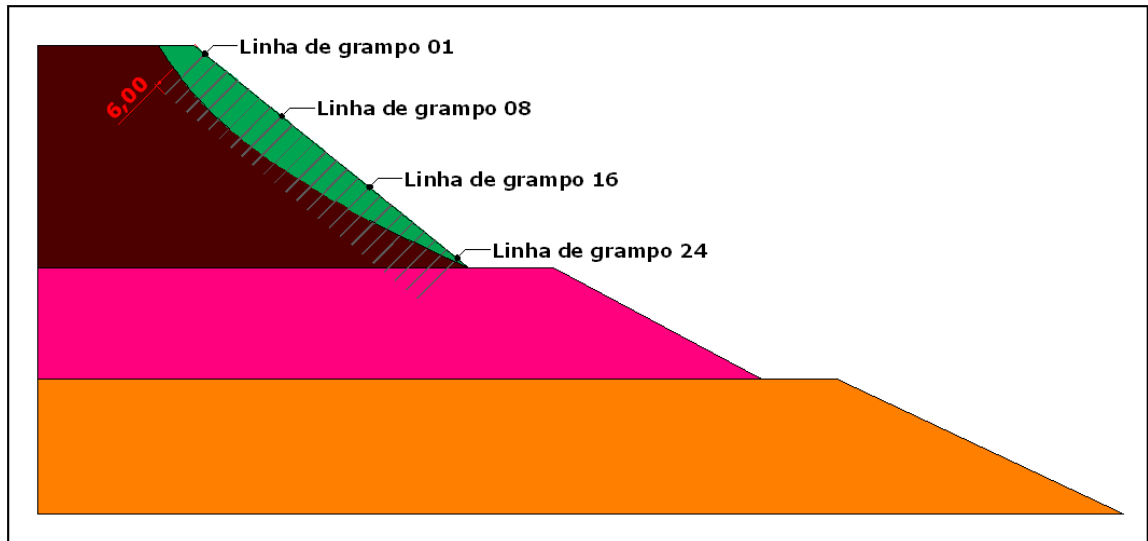


Figura 5.14– Esboço da seção longitudinal – disposição dos grampos

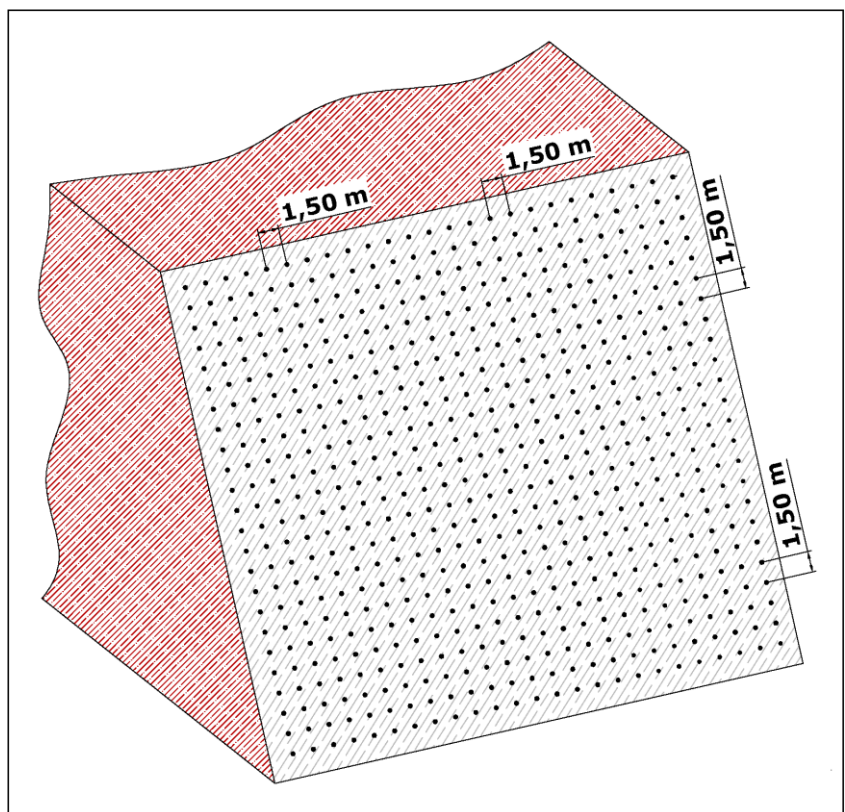


Figura 5.15 - - Esboço da vista frontal – disposição dos grampos

5.4 RECOMENDAÇÕES DE DRENAGEM

O sistema de drenagem tem o objetivo de captar e direcionar as águas do escoamento superficial, assim como retirar parte da água de percolação interna do maciço, oferecendo um fluxo organizado e mitigando o efeito da poro-pressão. A execução de obras de drenagem é de fundamental importância, pois é um dos procedimentos mais eficientes e de mais larga utilização na estabilização de taludes, embora muitas vezes sejam consideradas “obras complementares”.

Partindo desse princípio e considerando os altos índices pluviométricos da RMR, recomenda-se a execução de drenagem superficial e profunda, como pode ser verificado na **Figura 5.16**.

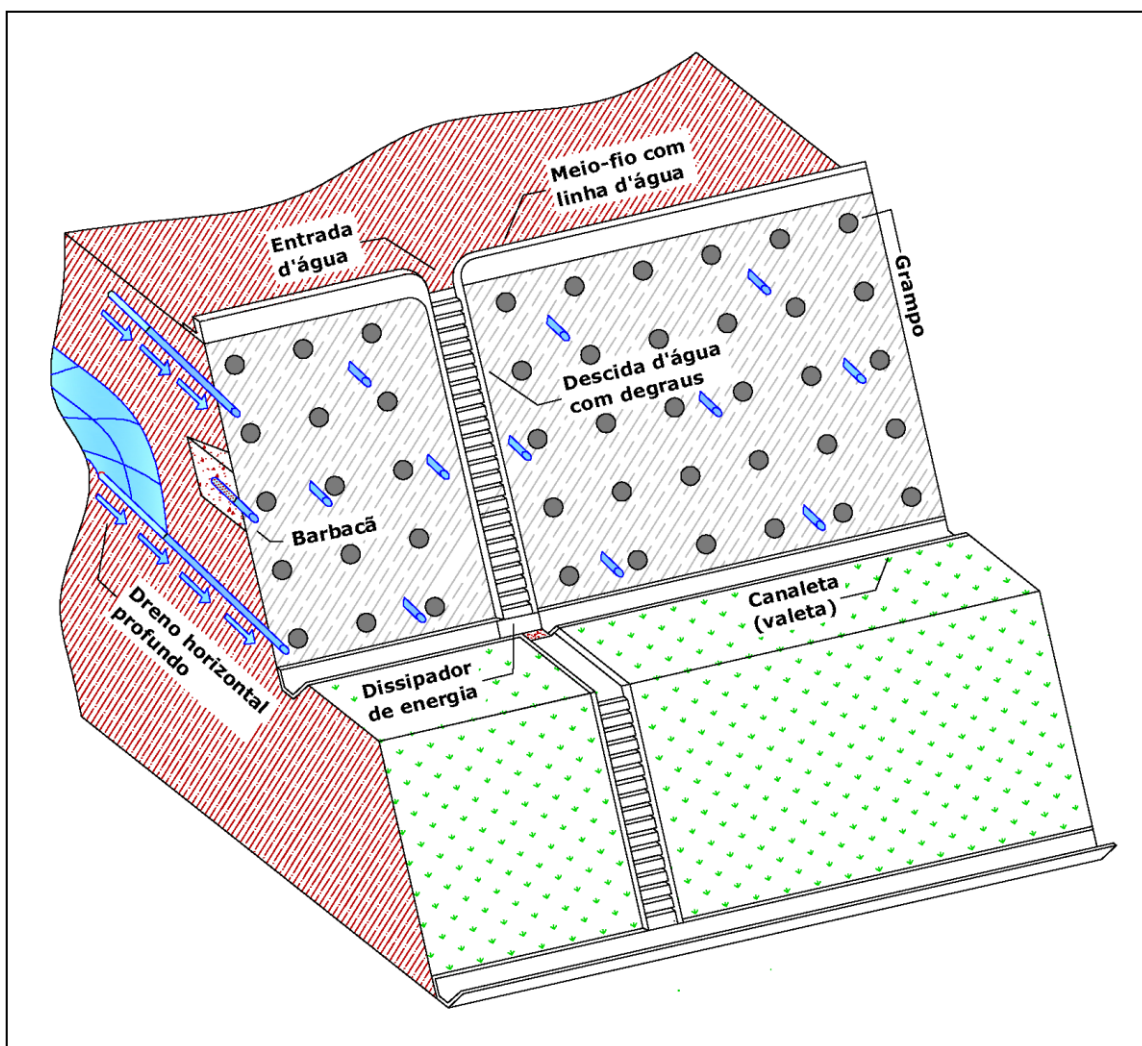


Figura 5.16 – Esquema de projeto de drenagem

Fonte: os autores

Drenagem superficial

A drenagem superficial baseia-se em captar o escoamento das águas superficiais e conduzi-lo até um local de deságue adequado, evitando os fenômenos de erosão na superfície dos taludes e reduzindo a infiltração de água no maciço, resultando na diminuição dos efeitos danosos da saturação do solo sobre sua resistência (CARVALHO, 1991).

O projeto de drenagem superficial para a estabilização da encosta em estudo é composto pelos seguintes dispositivos:

- Meio-fio de concreto com linha d'água: implantado na crista do talude para conduzir as águas do patamar superior, evitando o escoamento direto pelo talude e evitando erosão.
- Entrada d'água: implantada nos intervalos de meio-fio calculado através do comprimento crítico. Transfere as águas recebidas dos meios-fios para as descidas.
- Descida d'água com degrau: utilizada como canalização do escoamento que verte sobre o talude. Foi utilizado o dispositivo com degraus devido a altura do talude, que exige o artifício para diminuir a velocidade do escoamento.
- Valeta: implantada longitudinalmente no pé do talude, tem a função de interceptar as águas que correm pelo talude, impedindo que se iniciem processos erosivos junto ao pé do talude, que podem vir a descalça-los e instabilizá-los.
- Caixas de dissipação: construídas nas extremidades onde encontram canaletas e descidas d'água, para dissipação de energia, evitando erosão no solo e nos próprios dispositivos.

Drenagem profunda

Tem por objetivo promover processos que diminuam a água da percolação interna, reduzindo a vazão de percolação e as pressões neutras. Foram utilizados os seguintes dispositivos:

- Dreno sub-horizontal profundo: são dispositivos que visam captar parte da água de percolação interna de taludes.
- Barbacã: são tubos curtos, instalados no paramento para reduzir o desenvolvimento de subpressões nas paredes internas na contenção.

A drenagem profunda irá captar as águas distantes do talude, conduzir até o paramento e despejar nas canaletas, conforme **figura 5.17**. A figura **5.18.b** mostra um esquema do barbacã que será implantado no paramento.



Figura 5.17 - Drenagem profunda

Fonte: PITTA et al, 2013

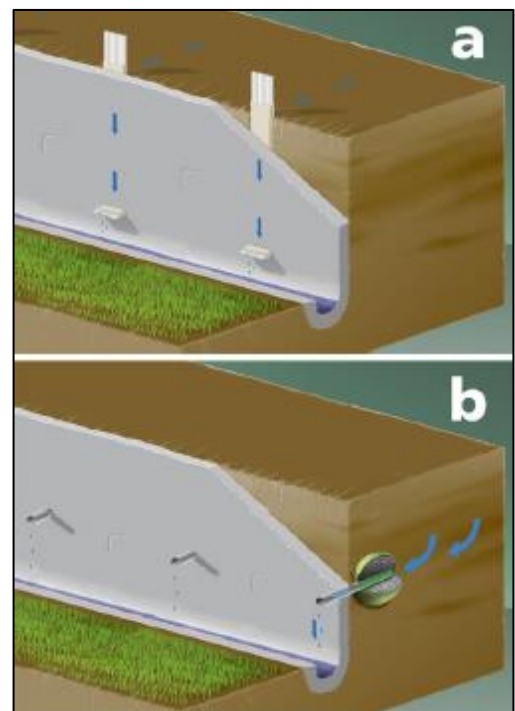


Figura 5.18 – Drenagem de paramento – (a) linear contínuo (b) barbacã

Fonte: PITTA et al, 2013

Especificações Técnicas

DNIT 017/2006 ES – Drenos sub-horizontais

DNIT 018/2006 ES – Sarjetas e valetas

DNIT 020/2006 ES – Meios-fios e guias

DNIT 021/2004 ES – Entradas e descidas d'água

DNIT 022/2006 ES – Dissipadores de energia

5.5 RECOMENDAÇÕES DE PROTEÇÃO SUPERFICIAL

Para os demais taludes da encosta, que não receberão, em primeira fase, o tratamento com solo grampeado, é fundamental a execução de obras de proteção superficial, cuja função é impedir a formação de processos erosivos e diminuir a infiltração de água no maciço através da superfície exposta do talude.

A proteção superficial pode ser realizada com materiais naturais ou artificiais, sendo que os primeiros devem ser priorizados por serem, em geral, mais econômicos.

Para a encosta de projeto, recomenda-se a cobertura vegetal, com a implantação de gramíneas, que tem como funções principais aumentar a resistência das camadas superficiais de solo pela presença de raízes, proteger estas camadas contra erosão superficial e reduzir a infiltração no solo através de galhos e folhas (interceptação) (CARVALHO, 1991).

Uma alternativa seria a proteção superficial com materiais artificiais como imprimação asfáltica, argamassa ou o próprio concreto projetado, utilizado no solo grampeado. Entretanto, como se pretende aplicar a mesma técnica de contenção aos outros dois taludes da encosta, a proteção superficial seria provisória e, portanto, é economicamente viável a cobertura vegetal.

Especificação Técnica

DNIT 072/2006 ES – Tratamento ambiental de áreas de uso de obras e do passivo ambiental de áreas íngremes ou de difícil acesso pelo processo de revegetação herbácea

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

A encosta apresenta uma ocupação antrópica desordenada, vegetação intensa com a presença de árvores de grande porte, lixo acumulado em patamares, falta de sistema de drenagem e esgotamento sanitário. Todos esses fatores contribuem para a condição de baixa estabilidade.

Com a análise dos parâmetros descritos na análise estabilidade, a encosta em estudo foi classificada como de nível 3 (risco alto). Portanto, recomenda-se execução de projeto de drenagem imediato, para evitar a evolução para risco 4, remoção das moradias e posterior implantação de obra de contenção.

O talude de topo apresenta o menor fator de segurança, conforme análises feitas no software SLOPEW. Isso ocorre devido a geometria do talude, pois o mesmo é mais íngreme e apresenta uma maior espessura.

O fator de segurança foi reduzido em 31% quando comparamos os resultados das análises de estabilidade do talude de topo na condição natural em relação a condição inundada. Isso ocorre devido a perda de resistência do solo.

Uma possível ruptura do talude de topo gera uma redução do fator de segurança da meia encosta em torno de 21,6%. Essa redução pode variar de acordo com sua disposição no talude de meia encosta. As análises feitas mostram que essa redução fica entre 11 e 21,6%.

O pré-dimensionamento da estrutura de contenção com solo grampeado mostrou-se uma alternativa viável, já que apresentou valores de fatores de segurança que atendem a estabilidade do talude. Portanto, a técnica de solo grampeado apresenta-se como uma alternativa a ser considerada nos estudos de viabilidade de contenção para o talude em estudo.

6.2 RECOMENDAÇÕES

Realizar ensaios de arrancamento antes da execução do projeto, para determinar a resistência ao cisalhamento, durante e após a execução para checar os valores de projeto.

Realizar monitoramento da encosta através de inclinômetros, para acompanhar os deslocamentos horizontais, principalmente na área onde se encontra a fissura.

Recomenda-se, em futuros estudos, o aprofundamento da análise de risco, incluindo um detalhamento das ações emergenciais que devem ocorrer em caso de deslizamento; bem como, o dimensionamento do solo grampeado, segundo as diversas metodologias descritas na literatura, e uma comparação entre os resultados dos mesmos.

BIBLIOGRAFIA

ALHEIROS, M. M.; SOUZA, M. A. A.; BITOUN J.; GONÇALVES, E. M.; MEDEIROS, Sônia M. G. M. (Coords.) (2003). *Diagnóstico Ambiental, Urbanístico e Social dos Morros – Programa Viva o Morro*. FIDEM – Fundação De Desenvolvimento Municipal (Pernambuco). Recife.

ALHEIROS, Margareth Mascarenhas (1998). *Riscos de escorregamentos na Região Metropolitana do Recife*. Dissertação de doutorado em Geologia. Universidade Federal da Bahia.

AUGUSTO FILHO, O & VIRGILI, J. C (1998). *Estabilidade de taludes, Cap. 15 - Geologia de Engenharia*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE. Editora Oficina de textos, pp. 243-269.

AYRES, Lula Cardoso (2008). *História de Camaragibe*. Disponível em: <http://www.upenet.com.br/concluido/2008/Camaragibe_08/arquivos/HISTORIA%20DE%20CAMARAGIBE.pdf> Acesso em 26/jan/2014.

BANDEIRA, Ana Patrícia Nunes (2003). *Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas com ocupações desordenadas no município de Camaragibe-PE*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco.

BEZERRA, Itamar de Souza (2012). *Análise do comportamento de solo grampeado através de ensaios de arrancamento realizados em Águas Claras-DF*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco.

CAMPOS, Luciene de Castro (2011). *Proposta de reanálise do risco geológico-geotécnico de escorregamentos em Belo Horizonte–MG*. Dissertação de mestrado em Geotecnia e Transportes. Universidade Federal de Minas Gerais.

CAPUTO, Homero Pinto (1998). *Mecânica dos solos e suas aplicações – Mecânica das rochas, fundações e Obras de Terra – Vol 2*. LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora. Rio de Janeiro.

CARVALHO, Celso Santos; MACEDO, Eduardo Soares de; OGURA, Agostinho Tadashi (organizadores) (2007). *Mapeamento de riscos em encostas e margem de rios*. Ministério das Cidades / Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Brasília.

CARVALHO, Pedro A. S. (coordenador) (1991). *Manual de Geotecnia: taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas*. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT.

COUTINHO, Roberto Quental & SILVA, Marília Mary (2005). *Apostila da disciplina Mecânica dos Solos 2 - Estabilidade de Taludes*, ministrada pelo professor Roberto Coutinho na UFPE.

COUTINHO, S. V (2002). *A precipitação e sua influência na movimentação de massa: estudo de caso*. Revista Saúde e Ambiente, v.3, n.2.

COUTINHO, Roberto Quental (coord.) (2010). *Curso de Capacitação: Gestão e mapeamento de riscos socioambientais*. Ministério das cidades / Secretaria de Programas Urbanos / Universidade Federal de Pernambuco.

FERNANDES, Gilberto (2000). *Caracterização geológico-geotécnica e propostas de estabilização da encosta do Morro do Curral – Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia. Ouro Preto: EM/UFOP.

FRANÇA, F. A. N (2007). *Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo.

FRANCO, Betônio Osório Marcos (2010). *Uso de sistema computacional em projeto de solo grampeado*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto.

GeoRio (2000). *Manual Técnico de Encostas – Vol. 4 – Ancoragens e grampos. Cap. 4*. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. 2ª Edição, Rio de Janeiro – RJ.

LIMA, André Pereira (2007). *Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss*. Dissertação de doutorado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MAGALHÃES, Joany Silva Lins Albuquerque (2013). *Estudo da estabilidade da encosta Alto do Padre Cícero no município de Camaragibe-PE*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco.

Manual Técnico. Solotrat Engenharia Geotécnica. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/ws/manual/pt_ManSoloGrampeado.pdf>. Acesso em 16/fev/2014.

PITTA, Cairbar Azzi; SOUZA, George Joaquim Teles de; ZIRLIS, Alberto Casati (2013). *Alguns detalhes da prática de execução do solo grampeado*. VI COBRAE – Angra dos Reis.

SANTANA, R. G (2006). *Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife-PE. Estudo de caso: ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR-02, Ibura*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco.

SILVA, João Paulo Moreira (2011). *Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

SILVA, Renata Regina da (2010). *Proposta para estabilização de uma encosta ocupada em Camaragibe – PE com a consideração de um tratamento global*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco.

ANEXOS

A. PERFIS GEOTÉCNICOS OBTIDOS DAS SONDAGENS SPT

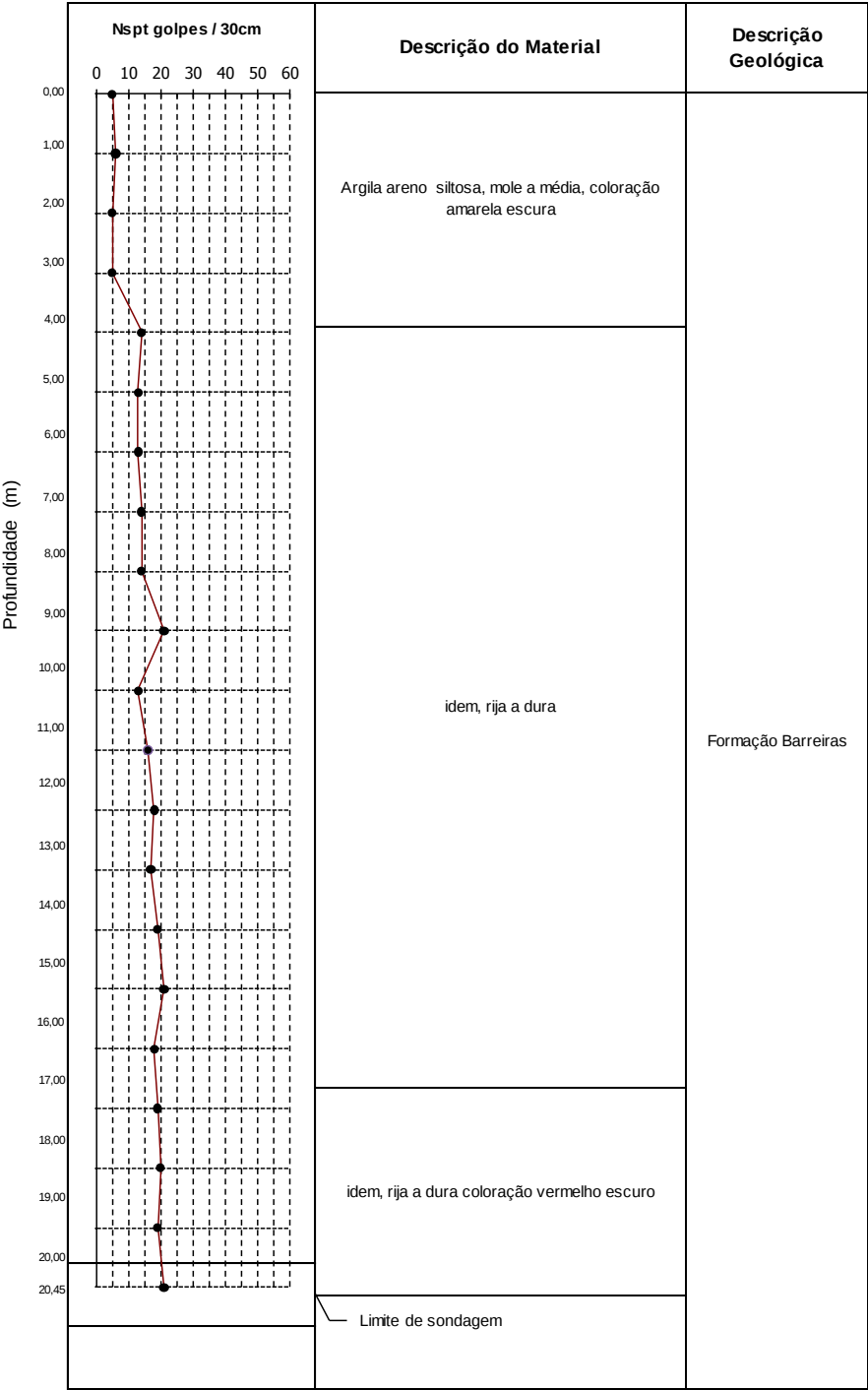


Figura A.1Furo de Sondagem SP-01, com indicação da geologia e da umidade do solo.

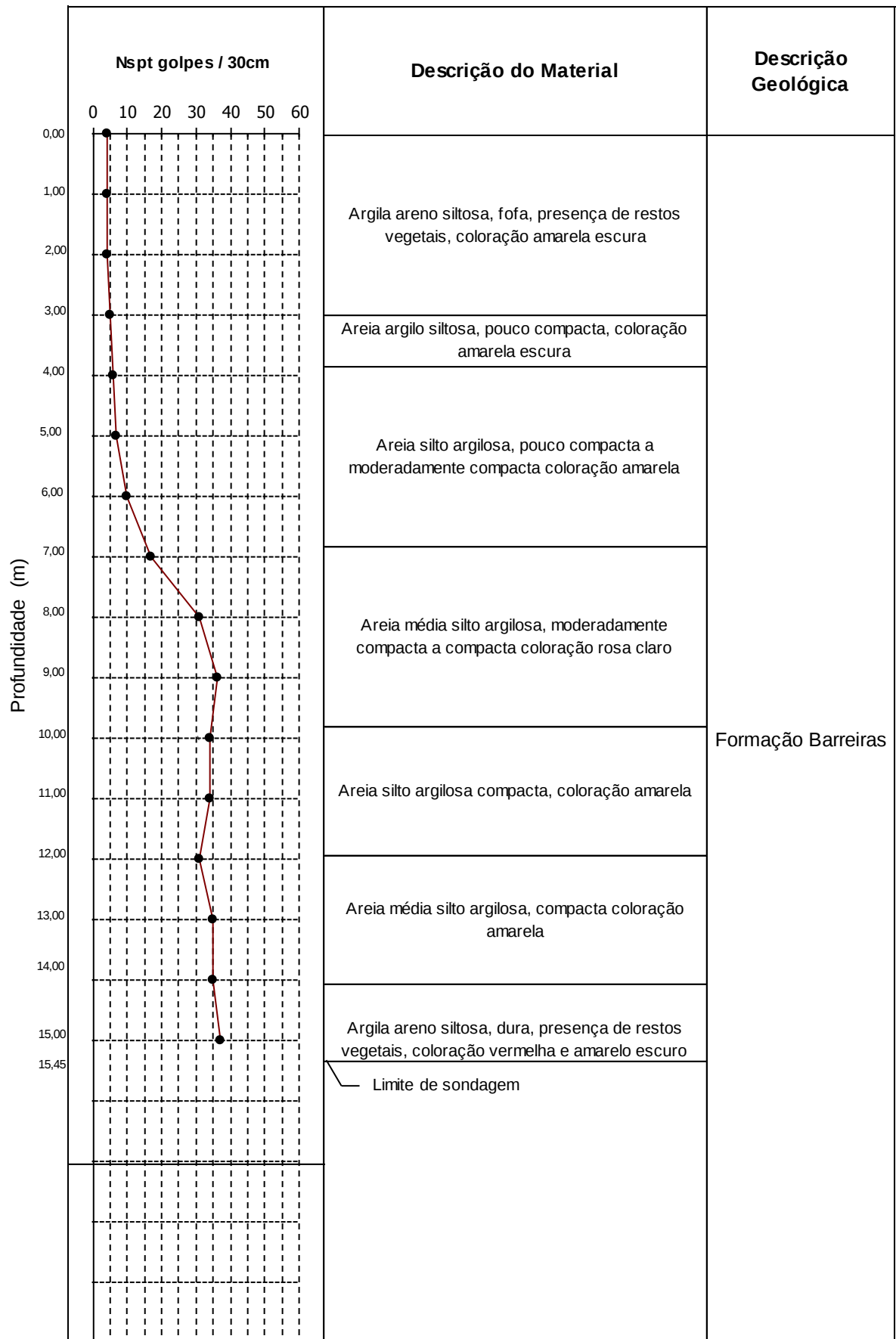


Figura A.2– Furo de Sondagem SP-02, com indicação da geologia e da umidade do solo.

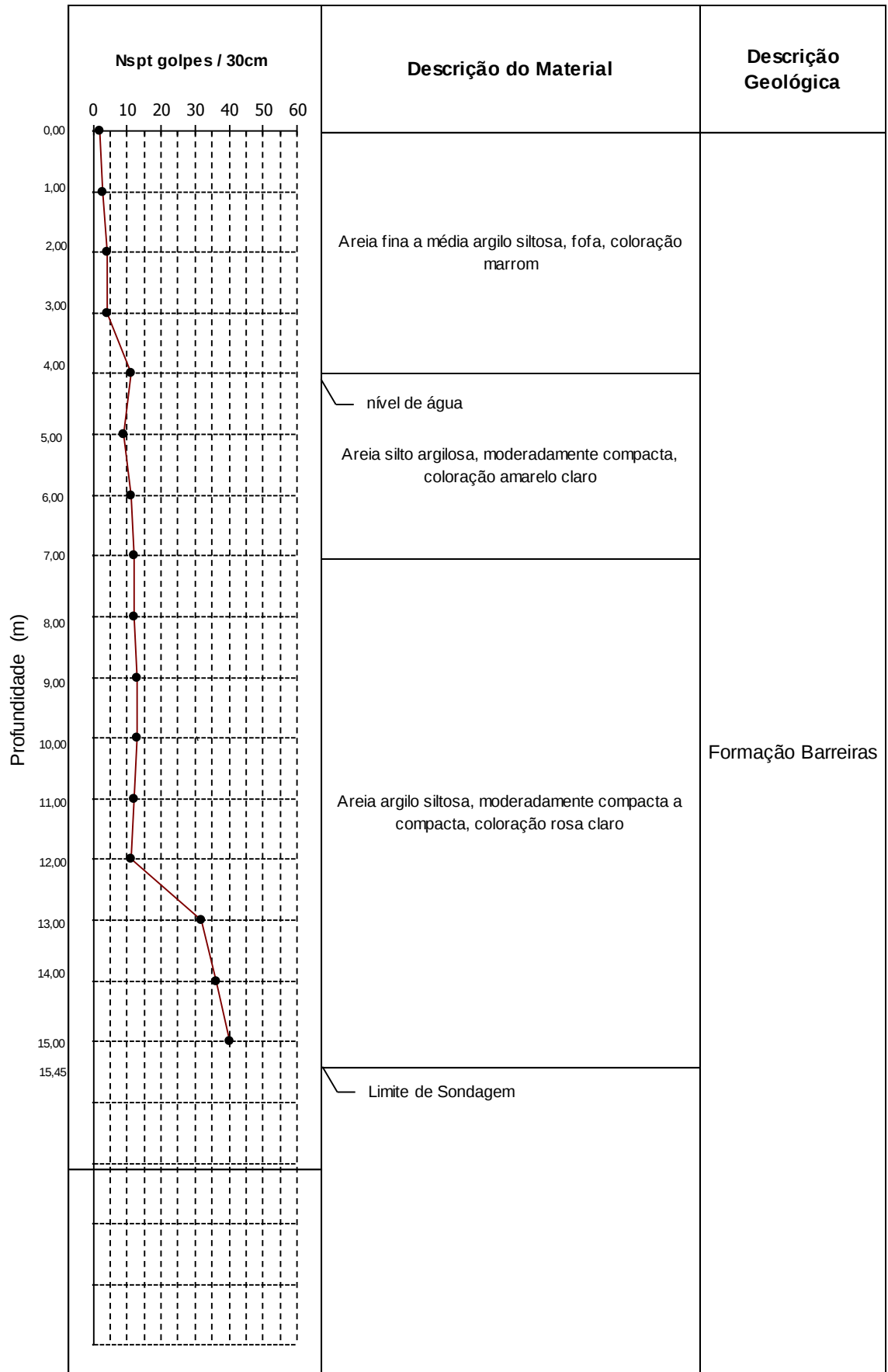


Figura A.3– Furo de Sondagem SP-03, com indicação da geologia e da umidade do solo.