

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Mariana da Silva Carretta

**DIAGNÓSTICO DAS PROVÁVEIS CAUSAS DA RUPTURA DE UM TALUDE
LOCALIZADO NA CIDADE DE RIO PARDO- RS**

Santa Cruz do Sul
2015

Mariana da Silva Carretta

**DIAGNÓSTICO DAS PROVÁVEIS CAUSAS DA RUPTURA DE UM TALUDE
LOCALIZADO NA CIDADE DE RIO PARDO- RS**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

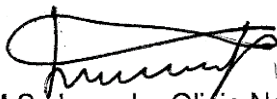
Orientador: Prof. M.Sc Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul
2015

Mariana da Silva Carretta

**DIAGNÓSTICO DAS PROVÁVEIS CAUSAS DA RUPURA DE UM TALUDE
LOCALIZADO NA CIDADE DE RIO PARDO- RS**

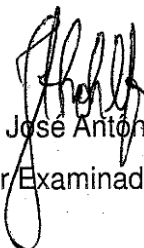
Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso
de Engenharia Civil da Universidade de Santa
Cruz do Sul, para obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.



Prof. M.Sc Leandro Olivio Nervis
Professor Orientador – UNISC



Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos
Professor Examinador – UNISC



Prof. M.Sc José Antonio Rohlfs Jr.
Professor Examinador – UNISC

RESUMO

Para a adoção de soluções racionais para projetos de estabilização de taludes instáveis ou de reparação de taludes rompidos é fundamental identificar quais os mecanismos de instabilização. O presente trabalho tem por finalidade apresentar o diagnóstico obtido das prováveis causas da ruptura de parte de um talude localizado na cidade de Rio Pardo-RS, além de analisar o risco da progressão da ruptura com indicação de medidas preventivas para evitar que ela ocorra. Os estudos envolveram levantamento de campo, coleta de amostras de solo, ensaios de laboratório (caracterização e cisalhamento direto) e análises de estabilidade do talude na geometria pré-ruptura, verificando primeiramente o fator de segurança para uma seção A, do talude rompido na posição normal do nível d'água NA e na sequência buscando-se encontrar qual a hipotética posição do NA que conduziria à ruptura. Também foram realizadas análises de estabilidade em uma seção B, localizada paralelamente à seção A, distante a aproximadamente 12 m. Considerou-se nessas análises, da mesma forma, o nível d'água NA na sua posição normal e uma simulação numa posição elevada. Verificou-se que nas duas seções a elevação do NA diminui consideravelmente o fator de segurança FS. Na seção A, aponta-se a possibilidade de se introduzir um retaludamento, o que não seria possível implantar na seção B em função da forte presença da vegetação. É imprescindível a implantação de sistemas de drenagem em toda a extensão do talude. Através dos resultados obtidos, concluiu-se que a causa principal da ocorrência do colapso do talude estudado foi a perda da coesão aparente gerada pela saturação do solo. Soluções de vedação e drenagem se mostram adequadas ao problema.

Palavras chaves: estabilidade de taludes; resistência ao cisalhamento de solos; movimento de encostas.

*Aos meus pais, Helena e Humberto
pelo apoio, dedicação e amor
incondicionais.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente àqueles aos quais dedico esse trabalho, meus pais, Helena e Humberto, que além de amor e educação, possibilitaram, através do seu esforço e dedicação, que eu tivesse a oportunidade de acesso a um curso superior e a realização de me inserir no universo da Engenharia Civil.

À minha irmã, Thaís, pelo apoio e incentivo em todas as horas.

Ao Rodrigo, pela compreensão, carinho e apoio de sempre.

Aos mestres que me auxiliaram na jornada percorrida e me guiaram para o caminho da pesquisa, transmitindo-me o conhecimento e a importância da responsabilidade na profissão.

Em especial, ao meu orientador, Leandro Olivio Nervis, pelo empenho e auxílio na busca do conhecimento e na realização do presente trabalho, auxiliando seja nos momentos de coleta, de ensaios e análise de resultados. Considero fundamental tê-lo como um parceiro desde a escolha do tema, sendo um grande incentivador da pesquisa.

Agradeço também ao mestre João Rodrigo Guerreiro Mattos, pelos ensinamentos transmitidos ao longo da graduação, pelo incentivo, amizade e amparo nas horas de dúvidas, decisões e escolhas pelos caminhos da graduação. Estimo-o como um exemplo de professor e profissional.

Aos laboratoristas e amigos Rafael Henn e Henrique Eichner, pelo auxílio nas coletas de solo, acompanhamento nos ensaios de laboratório e horas de convívio nos longos períodos vivenciados no laboratório de Solos e Pavimentação do Curso de Engenharia Civil.

Aos colegas de graduação pelos conhecimentos e experiências compartilhados ao longo da jornada percorrida até aqui.

Às minhas amigas que sempre compreenderam os momentos em que não me fiz presente para realização de atividades acadêmicas, pela amizade e companheirismo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Limites de Atterberg	18
Figura 2 - Esquema de aplicação de tensões cisalhamento direto	24
Figura 3 - Tipos de ruptura taludes por deslizamento	27
Figura 4 - Trecho de talude infinito com superfície de ruptura planar	31
Figura 5 - Equilíbrio de momentos	33
Figura 6 - Realização dos furos de sondagem com uso do trado manual	36
Figura 7 - Alta declividade e presença de vegetação do talude estudado	37
Figura 8 - Obtenção das coordenadas geográficas, com uso de GPS, dos pontos referentes aos furos de sondagem	37
Figura 9 - Inclinômetro digital utilizado para avaliação da declividade do talude estudado	38
Figura 10 - Coleta de amostra indeformada	40
Figura 11 - Retirada do ar do interior do picnômetro com a bomba de vácuo	41
Figura 12 - Realização da etapa de peneiramento com o auxílio do agitador mecânico de peneiras	42
Figura 13 - Etapa de granulometria por sedimentação	42
Figura 14 – Ensaio de Limite de Liquidez (LL)	44
Figura 15 - Cilindro moldado para determinação do limite de plasticidade do solo	44
Figura 16 - Equipamento de cisalhamento direto	45
Figura 17 - Conjunto do equipamento constituído de caixa de cisalhamento, anel dinamométrico para aplicação de carga e extensômetros	46
Figura 18 - Ruptura do talude estudado em vista frontal	48
Figura 19 - Dados pluviométricos registrados na estação automática de meteorologia de Rio Pardo no período da ruptura	48
Figura 20 - Croqui esquemático do talude em planta	49
Figura 21 - Seção A do talude em estudo	50
Figura 22 - Seção B do talude em estudo	50
Figura 23 - Localização do talude estudado na cidade de Rio Pardo - RS	52
Figura 24 - Localização da cidade de Rio Pardo sobre o mapa geomorfológico do Rio Grande do Sul	52
Figura 25 - Localização do local de estudo sobre o mapa geológico do Estado	

do Rio Grande do Sul	53
Figura 26 - Curva granulométrica do solo	55
Figura 27 - Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – condição de umidade de campo	57
Figura 28 - Gráfico tensão cisalhante x deformação horizontal – condição inundada	57
Figura 29 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento	58
Figura 30 - Fator de segurança para a seção A do talude com o NA elevado numa análise pelo método do talude finito de Bishop Simplificado	61
Figura 31 - Posição do NA que levaria à ruptura do talude pela superfície real estimada numa análise pelo método do talude finito de Bishop Simplificado	61
Figura 32 - Fator de segurança para a seção A do talude pelo método do talude finito de Bishop Simplificado	63
Figura 33 - Fator de segurança para a seção B do talude pelo método do talude finito de Bishop Simplificado	63
Figura 34 - Fatores de segurança para seção A, com nova geometria do talude proposta	66
Figura 35 - Fator para a superfície de ruptura crítica da seção A (FS = 2,18)	71
Figura 36 - Fator de segurança para a superfície de ruptura proposta da seção A (FS = 2,27)	71
Figura 37 - Fator de segurança da seção A, analisando a posição do NA que levaria à ruptura do talude pela superfície real estimada (FS = 0,99)	72
Figura 38 - Fator de segurança da nova seção A, com NA na posição normal (FS = 2,61)	73
Figura 39 - Fator de segurança da nova seção A, com NA na posição elevada (FS=0,23)	73
Figura 40 - Fator de segurança para a seção B do talude considerando o NA na posição normal (FS=2,68)	74
Figura 41 - Fator de segurança para a seção B do talude considerando o NA na posição elevada (FS=1,11)	74
Figura 42 - Fator de segurança para o retaludamento considerando o NA na posição elevada - pior situação (FS=1,11)	75
Figura 43 - Esquema de Classificação S.U.C.S	76
Figura 44 - Ábaco "Linha a" classificação SUCS	76

Figura 45 - Tabela Classificação H.R.B. (AASHTO)	77
Figura 46 - Ábaco classificação H.R.B.	77
Figura 47 - Queda	78
Figura 48 - Tombamento	78
Figura 49 - Deslizamento	78
Figura 50 - Expansão lateral	78
Figura 51 - Escoamento	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classificação pelo tamanho das partículas	17
Tabela 2 - Classificação do índice de plasticidade (IP)	19
Tabela 3 - Resultados típicos de LL e IP de solos brasileiros	19
Tabela 4 - Composição granulométrica do solo	55
Tabela 5- Resumo dos dados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação do solo	56
Tabela 6 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – condição na umidade de campo	58
Tabela 7 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados parâmetros de resistência do solo – condição inundada	58
Tabela 8 - Resultados de fator de segurança obtidos através do cálculo manual considerando o talude infinito	64
Tabela 9 - Grau de segurança esperado	79
Tabela 10 - Fator de segurança	79

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Área e limitação do tema	10
1.2	Justificativa	11
1.3	Objetivos.....	12
1.3.1	Objetivo geral	12
1.3.2	Objetivos específicos	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	Aspectos gerais sobre geologia	13
2.2	Origem e formação dos solos	14
2.3	Pedologia	14
2.3.1	Perfil de solo.....	15
2.4	Caracterização do solo	16
2.4.1	Granulometria do solo	17
2.4.2	Massa específica dos grãos do solo	17
2.4.3	Limites de Atterberg.....	18
2.5	Classificação dos solos.....	20
2.5.1	Sistema Unificado de Classificação	20
2.5.2	Sistema de Classificação H.R.B.....	21
2.6	Resistência ao cisalhamento dos solos.....	21
2.6.1	Ensaio para a obtenção da resistência ao cisalhamento	23
2.6.1.1	Ensaio de cisalhamento direto.....	24
2.6.1.2	Ensaio de compressão triaxial.....	24
2.7	Estabilidade de Taludes.....	25
2.7.1	Principais movimentos de massa.....	26
2.7.2	Mecanismos de instabilização	27
2.7.2.1	Causas externas.....	28
2.7.2.2	Causas internas.....	29
2.7.3	Teorias clássicas de análise de estabilidade de taludes	30
2.7.4	Retroanálise.....	34
2.8	Técnicas de estabilização de taludes.....	34
3	METODOLOGIA	36

3.1	Levantamento de dados e características do talude estudado.....	36
3.2	Consultas a mapas geológicos e pedológicos.....	38
3.3	Resgate de dados pluviométricos do local.....	38
3.4	Obtenção da geometria do talude em estudo.....	39
3.5	Coleta de amostras de solo do talude em estudo	39
3.6	Ensaio de laboratório.....	40
3.6.1	Ensaio de caracterização	40
3.6.1.1	Massa específica dos grãos.....	40
3.6.1.2	Análise Granulométrica	41
3.6.1.3	Limites de Atterberg.....	43
3.6.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	44
3.7	Análises de estabilidade.....	46
4	CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA.....	48
4.1	Caracterização geral do talude estudado	48
4.2	Descrições física, geomorfológica, geológica e pedológica do local	52
5	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	55
5.1	Caracterização do solo	55
5.2	Ensaio de cisalhamento direto	56
6	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	60
7	MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO VOLTADAS A EVITAR A PROGRESSÃO DA RUPTURA	65
8	CONCLUSÕES	67
	REFERÊNCIAS.....	69
	APÊNDICE A – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção A com nível de água na posição normal.....	71
	APÊNDICE B – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção A com nível de água elevado	72
	APÊNDICE C – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção A em uma análise da progressão da ruptura	73
	APÊNDICE D – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção B em uma análise da progressão da ruptura	74
	APÊNDICE E – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para o retaludamento proposto	75
	ANEXO A - Sistema de Classificação Unificado	76
	ANEXO B - Esquema de classificação H.R.B (AASHTO)	77

ANEXO C - Modos de ruptura em taludes	78
ANEXO D - Fator de segurança conforme a norma.....	79

1 INTRODUÇÃO

O estudo da estabilidade de taludes é um assunto de extrema importância para a engenharia, por se tratar de um tema envolvendo a sociedade, tendo em vista os riscos de perdas de vida e/ou econômicas em casos de eventos de rupturas, tanto de taludes naturais como de escavação ou de aterros.

A estabilidade de um maciço de terra ou de rocha está diretamente relacionada à geologia, bem como à constante mutação da superfície terrestre. Os deslocamentos de massa correspondem a um processo de intensa movimentação de partículas pertencente a uma combinação de agentes externos (tipos de clima, chuvas, ventos, temperaturas) com as propriedades mecânicas do material em questão, bem como a geometria característica do talude.

Uma vez que a estabilidade de um talude é condição de segurança frente a valores socioeconômicos e de preservação de vidas, e ao considerar que a crescente urbanização das cidades brasileiras gera o aumento de construções em áreas de alta declividade do terreno, a ideal conduta para execução de construções assentes em taludes habitados seria a realização uma análise de estabilidade prévia à construção. Desta forma, caso os fatores de segurança apresentados não fossem atendidos conforme a norma, executar-se-ia medidas de estabilização impedindo futuros problemas causados pelas rupturas. Todavia, para países subdesenvolvidos como o Brasil não é prática comum a execução desses estudos preliminares, sendo aplicadas medidas reparadoras somente após a ocorrência de rupturas.

Como medida mitigadora pós-ruptura, tendo em vista os fatores relacionados ao colapso de um maciço de terra, é possível determinar através da investigação geotécnica e da análise de hipóteses, as situações e prováveis causas que possam ter acarretado o rompimento do talude. Uma vez diagnosticadas as causas, torna-se possível a proposição de alternativas para a recomposição e estabilização do referido talude.

1.1 Área e limitação do tema

O presente trabalho de curso aborda conhecimentos de engenharia

geotécnica embasados na aplicação dos princípios de mecânica dos solos e nas principais técnicas de análise de estabilidade de taludes, identificando, caracterizando e classificando os movimentos de terra ocorridos em um estudo de caso de ruptura de parte de um talude real. Posteriormente à identificação do problema, apresenta-se uma proposta de estabilização do maciço de terra estudado através do desenvolvimento de conhecidos métodos de estabilização de taludes.

Os estudos se estenderam desde a análise do maciço de terra a campo, através da identificação dos pontos mais relevantes para a fluência da pesquisa, até as análises em laboratório no que se refere à caracterização e classificação do solo, bem como ao estudo de parâmetros de resistência do solo que compõe o talude. Ainda na etapa de análise, foram investigados critérios de ruptura, através da simulação de hipóteses em que o talude viesse a apresentar fator de segurança próximo ao unitário, ou seja, em iminência de ruptura.

1.2 Justificativa

É frequente a ocorrência do rompimento de taludes de escavação e encostas naturais no meio tropical brasileiro. Esses eventos de instabilização podem ocorrer devido à pluviosidade, à geometria representada pela alta declividade, entre outros fatores naturais ou antrópicos que impõe a superfície terrestre a constante modificação e subsequente movimentação.

Quando ocorre o fenômeno de movimentos coletivos de solos e rochas, por menores que sejam, podem caracterizar grandes catástrofes, assinalando uma forma de perdas financeiras e até mesmo de vidas à sociedade. Face aos riscos que uma ruptura representa à coletividade social, é imprescindível que esses episódios sejam minimizados e até mesmo evitados. Para que isso ocorra é necessário o reconhecimento da instabilidade de um talude e sua consecutiva intervenção através de projetos de estabilização.

Assim sendo, esta pesquisa contempla um estudo de caso de um talude que teve parte rompida, contemplando o diagnóstico das causas do movimento, para a conseqüente indicação da necessidade de emprego de métodos de estabilização a fim de evitar a progressão da ruptura.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O presente trabalho propõe uma investigação das causas e processos compreendidos no colapso de um talude de escavação da região do Vale do Rio Pardo, na cidade de Rio Pardo - RS. Em caráter complementar, por conseguinte, o trabalho busca apresentar uma proposta de estabilização voltada a evitar a progressão da ruptura.

1.3.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos da pesquisa:

- i) Reconhecimento do caso real a ser estudado;
- ii) Recapitulação do estudo dos principais movimentos de massa e as mais clássicas técnicas de análise de estabilidade de taludes para embasamento da análise da provável causa de ruptura do talude;
- iii) Exploração e caracterização da geometria do talude após o rompimento;
- iv) Reformulação geométrica aproximada do talude antes da ruptura;
- v) Realização de ensaios de laboratório que classifiquem o solo em estudo, bem como permitam a obtenção de seus parâmetros de resistência;
- vi) Realização de análises de estabilidade de taludes, incluindo retroanálises.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Aspectos gerais sobre geologia

Segundo Almeida e Ribeiro (1998)¹, rocha se caracteriza por um corpo sólido natural, resultado de um processo geológico determinado, formado pela agregação de um ou mais minerais, que por sua vez, encontram-se arranjados de acordo com as condições de temperatura e pressão existentes durante sua formação. De acordo com sua origem, as rochas podem ser classificadas em três grupos: rochas ígneas, sedimentares e metamórficas.

As rochas ígneas, de acordo com os autores, são resultado da solidificação do material rochoso, fundido de forma parcial ou total, o qual se denomina magma, gerado no interior da crosta terrestre. A rocha ígnea intrusiva é formada quando o magma tem seu resfriamento consolidado de forma lenta e em profundidade no interior da crosta terrestre. Já a rocha ígnea denominada extrusiva se forma quando há resfriamento do magma na superfície terrestre ou muito próximo a ela.

As rochas sedimentares resultam na consolidação de sedimentos provenientes da desagregação e do transporte de rochas preexistentes. São constituintes de uma camada relativamente fina da crosta terrestre, recobrendo rochas ígneas e metamórficas (ALMEIDA e RIBEIRO, 1998). Das (2011), afirma que os depósitos de pedregulhos, areia, silte e argila formados pelo intemperismo são compactados pela sobrecarga de pressão e cimentados através de agentes geralmente carregados em forma de solução pelas águas subterrâneas preenchem os espaços entre as partículas, formando as rochas sedimentares.

A rocha sedimentar ainda pode passar pelo intemperismo e formar sedimentos, ou ser submetida ao metamorfismo e formar uma rocha metamórfica (DAS, 2011). Esse é o processo de formação de uma rocha metamórfica que é derivada de outra rocha já existente. No decorrer do processo de metamorfismo, a composição e a textura da rocha são alteradas devido ao calor e à pressão, podendo ainda ocorrer nova formação mineralógica, mudanças químicas e estruturais dos grãos da rocha.

¹ Almeida e Ribeiro, neste caso, são autores do Capítulo 1 - A Terra em Transformação do livro Geologia de Engenharia, dos editores Oliveira e Brito (1998).

2.2 Origem e formação dos solos

O solo, segundo Salomão e Antunes (1998)², pode ser interpretado como produto do intemperismo físico e químico das rochas para a Geologia. Já para a Engenharia Civil, trata-se de um material escavável que perde resistência quando em contato com a água, utilizado no suporte de estruturas ou material de construção.

Estando em contato com a atmosfera, as rochas, submetidas a condições ambientais diferentes daquelas onde se formaram, sofrem ação de um conjunto de processos físicos, químicos, físico-químicos e biológicos que produzem sua desintegração. Esse conjunto é caracterizado como intemperismo. Conforme Das (2011), o intemperismo é um processo de desgaste rochoso, capaz de transformar rochas maciças em materiais plásticos, neste caso, os solos.

É designado intemperismo físico ou mecânico aquele causado pela expansão e contração da rocha em função da variação de temperatura, alívio de pressões e outros processos físico-biológicos que resultam em sua desintegração. No intemperismo químico, por sua vez, os minerais das rochas são transformados em novos minerais através de reações químicas.

Ortigão (2007) afirma que, os processos de intemperismo podem ocorrer simultaneamente, podendo haver, algumas vezes, ação conjunta de mais de um agente do intemperismo. Assim, consoante a Caputo (1988), solo é uma função da rocha-mãe e dos diferentes agentes de alteração.

Pode se dizer, então, que os solos mais próximos de sua rocha de origem são denominados residuais. Dentre estes solos estão os lateríticos, os expansivos e os porosos. Os demais são intitulados sedimentares, uma vez que sofrem a ação de agentes transportadores, sejam eles aluvionares (transportados pela água), eólicos (transportados pelo vento), coluvionares (transportados por gravidade) e glaciares (transportados pelas geleiras).

2.3 Pedologia

Pedologia, de acordo com Caputo (1988), é o termo utilizado para

² Salomão e Antunes são, neste caso, autores do Capítulo 6 - Solos em Pedologia do livro Geologia de Engenharia, dos editores Oliveira e Brito (1998).

denominar a ciência que tem como objeto de estudo as camadas mais superficiais da crosta terrestre, particularmente sua formação e classificação, levando em conta agentes climatológicos. Com a Pedologia, segundo Salomão e Antunes (1998), o solo passou a ser entendido como uma camada viva que recobre a superfície terrestre e está em constante evolução através da alteração das rochas e de processos pedogenéticos provenientes de agentes químicos, físicos ou biológicos.

Ao citar Birkeland (1974), os mesmos autores referenciados acima, confirmam que o solo é material natural composto de camadas ou horizontes de compostos minerais e/ou orgânicos de variadas espessuras, diferenciando-se do material de origem por propriedades físicas, morfológicas, químicas e mineralógicas, bem como características biológicas.

Para pedologia, a diferenciação vertical é que define um perfil de solo e constitui o principal critério de classificação e mapeamento de um solo (SALOMÃO E ANTUNES, 1998). Para Streck *et al.* (2008) o entendimento de perfil é a primeira etapa na identificação e interpretação das características do solo, uma vez que apresenta uma sequência vertical de camadas paralelas à superfície que resultam da ação dos processos de formação do solo. Essas camadas são diferenciadas entre si pela espessura, textura, cor, estrutura, entre outras características. Caputo (1988), afirma que a designação do perfil de solo para cada horizonte é intitulada pelas letras A (camada superficial), letra B (subsolo), e C (camada profunda).

2.3.1 Perfil de solo

Conforme os horizontes principais como designado por Caputo (1988), Streck *et al.* (2008) afirma que os mesmos não são necessariamente presentes em todos os perfis, mas apresentam características específicas e são apresentados pelos autores como:

- Horizonte A: horizonte mineral situado na superfície, ou abaixo do horizonte O ou H, com concentração de matéria orgânica decomposta incorporada por atividade biológica, intimamente misturada com a fração mineral. Apresenta coloração mais escura do que os horizontes subjacentes.

- Horizonte E: horizonte mineral com cores mais claras que se devem à

perda de argila, óxidos de ferro ou matéria orgânica, os quais foram transferidos para horizonte B ou destruídos. Como consequência, apresenta maior concentração residual de areia, constituída parcialmente de quartzo. Ocorre, quando presente no perfil do solo, geralmente abaixo do horizonte A ou O.

- Horizonte B: horizonte mineral formado abaixo de um E, A ou H, pode ser identificado pela cor mais viva (vermelha, amarela ou cinza) em relação aos horizontes A e C, e pela presença de agregados estruturais bem desenvolvidos.

- Horizonte C – horizonte mineral situado abaixo do horizonte B, ou abaixo do A, quando B se faz ausente, sendo constituído por rocha alterada, pouco afetada pelos processos pedogênicos. Geralmente representa o material de origem do solo.

- Horizonte R: camada de material consolidado mineral que constitui substrato rochoso.

Os mesmos autores ainda afirmam a possibilidade de ocorrência de horizontes orgânicos:

- Horizonte O: camada orgânica superficial constituída por restos orgânicos pouco ou não decompostos, formados em ambiente bem drenado ou ocasionalmente saturados com água.

- Horizonte H: horizonte ou camada orgânica, superficial ou não, constituída por resíduos orgânicos pouco ou não decompostos, acumulados por prolongada estagnação de água em áreas de várzea.

Para White (2009), um horizonte orgânico deve possuir mais de 30% de matéria orgânica (18% de C) quando a fração mineral for composta de mais de 50% de argila; mais de 20% de matéria orgânica (12% de C) quando a fração mineral não possui argila; ou ainda mais que a quantidade proporcional de C orgânico, (entre 12 e 18%), se a quantidade de argila for intermediária.

Cabe ressaltar ainda, que entre dois horizontes principais, podem ocorrer horizontes de transição, onde as características principais se fundem com em variadas proporções.

2.4 Caracterização do solo

Pode-se definir como caracterização dos solos a etapa de distinção das propriedades de um solo através de ensaios de laboratório que permitam o

reconhecimento de índices físicos de determinado material estudado. Ortigão (2007) cita que esta distinção se dá através de ensaios que permitam conhecer os índices físicos e de consistência e suas características granulométricas.

Para a obtenção dos índices de consistência, são realizados os ensaios de limites de Atterberg, composto pelos ensaios de limite de liquidez e de plasticidade. Já para identificação das características granulométricas do solo são realizados ensaios de granulometria em duas etapas: peneiramento e sedimentação. Para a obtenção da granulometria por sedimentação é necessário que se conheça o peso específico real dos grãos - característica distinguida por outro ensaio de caracterização do solo.

2.4.1 Granulometria do solo

Analisar a distribuição dos grãos componentes em um solo através da análise granulométrica é, de acordo com Pinto (2006), definir a primeira característica de diferenciação dos solos. Das (2011) afirma que existem dois métodos utilizados geralmente para a realização da análise granulométrica dos solos. A primeira é a granulometria pelo ensaio de peneiramento, que define as partículas de diâmetros maiores do que 0,075 mm e a segunda pelo ensaio de sedimentação, para definição das partículas menores do que 0,075 mm. Ambos os ensaios são normatizados pela ABNT através da NBR 7181:1984.

A ABNT classifica, pela NBR 6502:1995, as frações de solo conforme o tamanho das partículas como assinalado na tabela 1.

Tabela 1- Classificação pelo tamanho das partículas

Material	Diâmetro
Pedregulho	Entre 2,0 mm e 60 mm
Areia	Entre 0,06 mm e 2,0 mm
Silte	Entre 0,002 mm e 0,06 mm
Argila	> 0,002 mm

Fonte: ABNT, NBR 6502/1995.

2.4.2 Massa específica dos grãos do solo

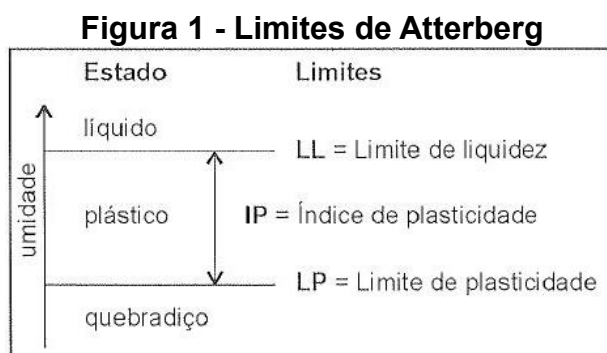
A determinação da massa específica dos grãos do solo denota a relação

entre a massa e o volume dos grãos de solo. É utilizada na determinação da granulometria por sedimentação, uma vez que o seu valor tem influência direta nas partículas em suspensão a serem sedimentadas.

A massa específica real dos grãos do solo é definida através do ensaio que segue as definições da NBR 6508/1984. O procedimento de ensaio consiste na comparação do peso de um picnômetro, previamente calibrado, contendo água destilada até uma marca de referência, com o peso do mesmo picnômetro constituído por água e solo até a mesma marca. Através da determinação da temperatura de suspensão, mediante a curva de calibração, pode-se determinar o peso do picnômetro e a água para a temperatura do ensaio.

2.4.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg caracterizam os ensaios de consistência do solo e definem a faixa de umidade a qual um solo pode ser trabalhado, limitando seu limite máximo de liquidez e seu limite máximo de plasticidade. O limite de liquidez de um solo caracteriza a transição do estado plástico do solo para o estado líquido. Já o limite de plasticidade determina o teor de umidade extremo de transição do estado semissólido, no qual se apresenta quebradiço, para o plástico. A relação da diferença destes dois valores define o índice de plasticidade do solo analisado, conforme ilustrado na Figura 1.



Fonte: Pinto, 2006.

O limite de liquidez (LL), normatizado pela NBR 6459:1984, corresponde ao teor de umidade de solo com o qual uma ranhura padrão, feita por um cinzel, se fecha em aproximadamente 13 mm, ao serem desferidos 25 golpes em uma

concha contida num equipamento padrão, denominado aparelho de Casagrande.

O limite de plasticidade (LP), normatizado pela NBR 7180:1984, é obtido através da moldagem de um cilindro de solo, semelhante a um cilindro padrão de 3 mm de diâmetro em maior teor de umidade ao qual consiga ser moldado sem apresentar fissuras.

O índice de plasticidade se dá através da diferença entre o limite de liquidez LL e de plasticidade LP do solo estudado.

Conforme Das (2011), Burmister (1949) classificou o índice de plasticidade de forma qualitativa como apresentado na tabela 2 que segue:

Tabela 2 - Classificação do índice de plasticidade (IP)

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Braja Das, 2011.

Pinto (2006) apresenta alguns valores típicos de limite de liquidez e índice de plasticidade de solos brasileiros, conforme exposto na tabela 3.

Tabela 3 - Resultados típicos de LL e IP de solos brasileiros

Solos	LL %	IP %
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaise	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto, 2006.

2.5 Classificação dos solos

Conforme Das (2011), solos diferentes, com propriedades semelhantes podem ser classificados em grupos e subgrupos de acordo com seu comportamento. Desta forma, para Pinto (2006), essa tendência racionalizada de organização dos solos de características afins originou os sistemas de classificação de solos.

Os dois principais sistemas de classificação, conforme Caputo (1988) são o Sistema Unificado de Classificação (*Unified Classification System - U.C.S*), idealizado por Casagrande e a Classificação H.R.B (*Highway Research Board*) proveniente da classificação do *Public Roads Administration*. Das (2011) intitula esse último como Sistema de Classificação da AASHTO.

2.5.1 Sistema Unificado de Classificação

Este sistema de classificação de solos para Das (2011), classifica os solos em duas grandes categorias. Os solos de granulação grossa, naturalmente denominados pedregulho e areia, cujo material que passa pela peneira de número 200 é menor do que 50% e os solos de granulação fina, cujo material passa 50% ou mais pela peneira número 200. Caputo (1988), ainda inclui um terceiro grupo composto pelas turfas, solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e extremamente compressíveis.

As letras que simbolizam os grupos representam as iniciais das palavras inglesas, e, conforme Caputo (1988), aparecem como prefixos são as seguintes:

G (em inglês *gravel*) - pedregulho

S (em inglês *sand*) - areia

C (em inglês *clay*) - argila

W (em inglês *well graded*) - bem graduado

P (em inglês *poorly graded*) - mal graduado

M (da palavra sueca *mo*) - silte

Os subfixos:

O (em inglês *organic*) - orgânico

L (em inglês *low*) - baixa

H (em inglês *high*) - alta

Os do terceiro grupo correspondem às turfas e são representados pelo símbolo Pt (em inglês *peat*) - turfa.

Detalhes da classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos podem ser visualizados no anexo A.

2.5.2 Sistema de Classificação H.R.B.

Tal como o Sistema Unificado de Classificação, o sistema H.R.B. também é baseado na textura e plasticidade dos solos. De acordo com Das (2011), essa classificação divide os tipos de solo em sete grandes grupos que vão de A-1 até A-7.

Os solos de características granulares, de acordo com Caputo (1988), compreendem os grupos A-1, A-2 e A-3, nos quais, como descreve Das (2011), 35% ou menos das partículas passam pela peneira de número 200. Os solos considerados finos, nos quais mais de 35% das partículas passam na peneira de número 200, pertencem aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Esses solos são compostos parcialmente de materiais como silte e argila (DAS, 2011). O esquema de classificação H.R.B. pode ser visualizado no anexo B.

2.6 Resistência ao cisalhamento dos solos

A resistência ao cisalhamento tem fundamental importância no estudo sobre estabilidade dos solos. Segundo Barata (1984), é uma das principais propriedades mecânicas do comportamento de um solo. É quando essa resistência é excedida que ocorre o rompimento de toda uma massa de solo (CAPUTO, 1988).

Caracterizada, segundo Das (2011), por ser a resistência interna por área unitária que uma massa de solo pode oferecer a fim de resistir a rupturas e deslizamentos ao longo do seu interior de qualquer plano, a resistência ao cisalhamento é um dos problemas mais complexos da mecânica dos solos. Portanto, é preciso que se conheça sua natureza para poder analisar os problemas de estabilidade do solo como capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra.

Para Barata (1984), com a aplicação de esforços de compressão ao solo,

tal como um carregamento na superfície do talude, tensões consideradas desviadas de compressão e tensões cisalhantes são geradas no interior do maciço de terra. Normalmente, caso ocorra ruptura, é admissível que essa se dê por cisalhamento. Tudo isso depende do nível ao qual atingiram as tensões cisalhantes geradas e da resistência ao cisalhamento do solo. Ainda conforme esse autor, tensões cisalhantes também podem surgir nas escavações ou cortes do terreno, tendendo a movimentar as paredes do talude formado pela escavação.

Conforme Das (2011), Mohr (1900) apresentando a teoria de ruptura de materiais afirmou que um material se rompe devido uma combinação entre as forças normal e de cisalhamento, e não devido a uma dessas máximas isoladamente. Então, expressou a relação entre tensão normal e a tensão de cisalhamento em uma envoltória de ruptura definida por uma linha curva. No entanto, a equação de Coulomb (1776) permite, para a maioria dos problemas em mecânica dos solos, a aproximação da tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal, definida pela equação 1, chamada de critério de ruptura Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Considerando que "c" e " ϕ " representam, respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno das partículas, Caputo (1988), afirma que a resistência ao cisalhamento de um solo é composta através destas duas componentes: a coesão e o atrito entre as partículas do solo. Ainda conforme o autor, para um solo saturado, considerando que somente as pressões efetivas mobilizam a resistência ao cisalhamento, o critério de Mohr-Coulomb passa a ser expresso pela equação 2, em termos de tensão efetiva, a qual corresponde a tensão total σ menos a poropressão (u) gerada pela água e pelos parâmetros de resistência efetivos c' (coesão efetiva) e ϕ' (ângulo de atrito interno efetivo). Geralmente ϕ' assume valores próximos a ϕ e c' atinge valores bem abaixo e c em razão da perda da coesão aparente pela saturação do solo.

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' \quad (2)$$

Uma vez que a resistência ao cisalhamento do solo se compõe, conforme demonstrado acima, de atrito e coesão das partículas do solo, cabe ressaltar que o atrito físico do solo provém do entrosamento entre as partículas, já que, nele não existe uma superfície de contato, e sim uma infinidade de contatos pontuais. Já quanto à coesão, deve-se observar a distinção existente entre coesão aparente e verdadeira. Para Pinto (2006), a coesão real representa a atração química entre as partículas, enquanto que a coesão aparente é uma parcela de resistência ao cisalhamento em solos úmidos não saturados, devido a tensão entre as partículas que se dá pela pressão capilar da água. Segundo Caputo (1988), a pressão capilar contida nos solos referidos age como pressão externa.

Conforme Pinto (2006), chama-se aparente pelo fato de que, quando saturado o solo, essa parcela de resistência concedida pela coesão desaparece. Assim, uma vez saturado, a água elimina a parcela de coesão aparente existente e o mesmo passa apresentar valores mais baixos de coesão, podendo até mesmo, em casos extremos apresentar valores nulos. Com isso, o solo passa a resistir devido às forças de atração da coesão real e de atrito entre as partículas, que por sua vez depende do nível de tensões às quais o solo está submetido. Ou seja, conforme Craig (2007), nesse caso, se a tensão efetiva for nula, tal como a coesão em um solo saturado, a resistência ao cisalhamento deve ser nula.

2.6.1 Ensaios para a obtenção da resistência ao cisalhamento

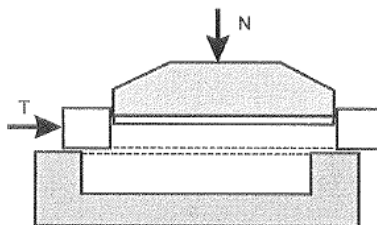
Para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo estudado, os ensaios comumente realizados em laboratório, segundo Pinto (2006) são: ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial.

As amostras para esse ensaio, ou são indeformadas, ou, caso sejam deformadas, devem reproduzir as condições que se pretende alcançar no caso real. No momento da determinação da resistência ao cisalhamento de um solo experimentalmente, conforme Caputo (1988) há, em cada caso, que se reproduzir o máximo possível as condições às quais ele ficará submetido na prática.

2.6.1.1 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto para Das (2011), é uma das formas mais antigas e simples de determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Ele consiste na determinação de uma tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo dentro de uma caixa composta por duas partes deslocáveis entre si, quando o corpo de prova se sujeita a uma tensão normal (CAPUTO, 1988), conforme ilustrado na Figura 2.

Figura 2 - Esquema de aplicação de tensões cisalhamento direto



Fonte: Pinto, 2006.

As forças verticais e tangenciais quando divididas pela área da seção transversal do corpo de prova indicam as tensões que nele estão ocorrendo. Desta forma, pode-se identificar a tensão máxima de ruptura resistida pelo corpo de prova e a tensão residual que o corpo de prova ainda consegue sustentar ultrapassada sua ruptura. Durante o ensaio também se verifica o deslocamento vertical de forma a identificar se houve diminuição ou aumento do volume ao longo do cisalhamento.

Ao realizar ensaios com diversas tensões normais, obtém-se a envoltória de resistência dada através de um gráfico que dispõe em abscissas as tensões normais ensaiadas e em ordenadas, as tensões máximas de ruptura correspondentes.

2.6.1.2 Ensaio de compressão triaxial

Conforme Das (2011), o ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis métodos aos quais se dispõe como forma de determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo. Nesse ensaio, segundo

o autor, utiliza-se um corpo de prova envolvido por uma fina membrana de borracha dentro de uma câmara cilíndrica preenchida normalmente com água. Então, submete-se o corpo de prova a uma pressão de confinamento por compressão do fluido da câmara. Segundo Pinto (2006), essa pressão aplicada se intitula pressão confinante ou pressão de confinamento do ensaio. A mesma atua em todas as direções, inclusive na vertical, submetendo o corpo de prova a um estado hidrostático de tensões.

Na sequência, aplica-se o carregamento axial através da aplicação de forças no pistão que penetra a câmara. Esse carregamento, de acordo com Das (2011) pode ser aplicado de forma controlada, com incrementos de carga iguais aplicados até que o corpo de prova rompa ou através da deformação axial controlada a uma taxa constante.

2.7 Estabilidade de Taludes

Para Caputo (1988), define-se talude por qualquer superfície inclinada em um maciço de solo ou rocha. Quando natural, é denominado encosta e quando construído pelo homem pode apresentar-se também em forma de corte ou aterro. Segundo Gerscovich (2013), algumas situações práticas de cortes ou escavação necessitam de análise de estabilidade, uma vez que se devem considerar as alterações geradas ao longo da execução e após o término da obra, de forma a identificar a condição mais crítica no que se trata de segurança.

Conforme a mesma autora, a ruptura de um talude em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua de massa de solo. Em um caso de ruptura existe uma camada de solo em torno dessa superfície que tem suas características alteradas durante o processo, formando uma zona cisalhada. Inicialmente essa zona se forma e em seguida é desenvolvida a superfície de cisalhamento.

Os estudos de estabilidade de taludes também se aplicam à análise de maciços já rompidos, uma vez que apresentam informações relevantes sobre os parâmetros de resistência dos materiais envolvidos e são capazes de fornecer auxílio nas medidas de correção do evento. Desta forma, os parâmetros necessários para culminar a ruptura podem ser obtidos através da retroanálise e comparados a parâmetros de resistência ideais (GERSCOVICH, 2013).

2.7.1 Principais movimentos de massa

Gerscovich (2013), afirma que movimento de massa é caracterizado por um determinado volume de solo que possa vir a ser deslocado. Na esfera que compreende o estudo de estabilidade de taludes existem diversas proposições de sistemas de classificação dos movimentos. Atualmente, a mais utilizada internacionalmente, segundo a autora, é a de Varnes (1978), a qual é perfeitamente aplicável a solos e rochas.

Simplificadamente, Das (2011), descreve cada uma das principais categorias (conforme ilustrado nas figuras no anexo C) da classificação de Varnes da seguinte maneira:

- a) Queda - desprendimento do solo e/ou de fragmentos de rocha que caem de um talude;
- b) Tombamento - movimento de rotação à frente de um solo e/ou massas rochosas aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade da rocha que está sendo deslocada;
- c) Escorregamentos (deslizamentos) - movimento descendente de uma massa de solo;
- d) Expansões laterais - forma de deslizamento que ocorre através da translação e,
- e) Escoamentos/rastejos - movimento da massa de solo de forma similar à de fluidos viscosos.

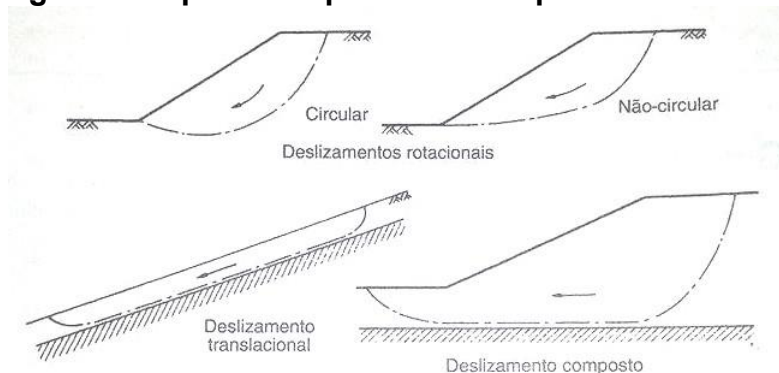
Gerscovich (2013) ainda afirma que, apesar de representarem movimentos de massa em taludes, as erosões não são incluídas nos sistemas de classificação devido aos mecanismos característicos dos processos erosivos que podem ser constituídos de vários agentes, fazendo com que as erosões sejam tratadas de forma separada.

Cabe evidenciar aqui que, segundo Guidicini e Nieble (1983), escorregamentos são movimentos rápidos de massas de volumes de ruptura bem definidos, cujo centro de gravidade se desloca para baixo ou para fora do talude. O movimento ocorre, segundo Gerscovich (2013), quando as tensões cisalhantes que mobilizam a massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material, se dando a ruptura na superfície que apresentar menor

resistência. Quanto à forma da superfície, os escorregamentos podem apresentar superfícies de ruptura planares, circulares, em cunha ou mistas, quando há combinação das formas circular e plana (GERSCOVICH, 2013).

Os escorregamentos podem ser subdivididos em rotacionais, translacionais (ou planares) ou mistos, como demonstrado na Figura 3. Os primeiros, segundo Gerscovich (2013), são denominados múltiplos quando apresentam mobilização simultânea de mais de uma superfície de ruptura circular. Para Guidicini e Nieble (1983), esse tipo de escorregamento ocorre em geral em taludes mais íngremes, com extensão relativamente limitada. Os movimentos translacionais, por sua vez, segundo os autores são geralmente extensos, atingindo até mesmo centenas de metros. Conforme Gerscovich (2013), esse tipo de movimento se caracteriza pela superfície de ruptura planar ou ligeiramente ondulada e pela ocorrência de descontinuidades, que quando se cruzam, podem apresentar forma de cunha, limitadas por um ou mais planos.

Figura 3 - Tipos de ruptura taludes por deslizamento



Fonte: Craig, 2007.

2.7.2 Mecanismos de instabilização

Geralmente são considerados mecanismos instabilizantes de um talude e causas de uma ruptura, o aumento do peso do talude, de forma que se pode incluir neste acréscimo as cargas aplicadas, e a redução da resistência ao cisalhamento do material componente (CAPUTO, 1988). Ainda para o autor, a concomitância dos fatores de instabilização em estações chuvosas, quando a saturação provoca aumento do peso específico do material e o excesso de umidade reduz a resistência ao cisalhamento por haver aumento da

poropressão, é capaz de explicar a ocorrência de eventos de ruptura e escorregamentos nos períodos de grande precipitação pluviométrica. Cabe ressaltar que a perda de resistência do solo nesta condição é preponderante ao acréscimo do peso como agente originário dos fenômenos de ruptura.

Em solos tropicais não saturados, o ar existente nos vazios, segundo Pinto (2006), encontra-se em pressão que se difere da pressão da água, sendo a primeira sempre superior à segunda. Desta forma, a diferença entre as duas é caracterizada como pressão de sucção. A coesão aparente proveniente da pressão capilar da água existente no solo, isto é da pressão de sucção, mostra-se, então, como uma componente de alta significância na resistência ao cisalhamento dos solos. Assim, a perda de resistência ao cisalhamento, dada pela saturação, ocorre por haver redução brusca da coesão do solo, característica a qual se revela um dos parâmetros de maior interesse na análise de estabilidade de taludes, conforme Guidicini e Nieble (1983). Ainda para os mesmos autores, em casos extremos, o valor da coesão pode atingir zero, tornando a resistência ao cisalhamento ao longo das discontinuidades dependente exclusivamente das características de atrito do material constituinte da massa de solo.

A análise das causas de rompimentos de massas de solo pode ser entendida, de forma geral, de acordo com Guidicini e Nieble (1983) pelo modo de atuação de determinado agente ou, pode-se dizer que um agente pode se expressar por meio de uma ou mais causas. Para melhor entendimento da análise causal, os autores subdividem as causas em causas externas e internas.

2.7.2.1 Causas externas

Causas externas para a ruptura de taludes são consideradas por Guidicini e Nieble (1983) como as causas que provocam um aumento das tensões de cisalhamento sem que haja diminuição da resistência do material. De acordo com os autores, podem-se incluir nessas, as mudanças na geometria do sistema como sendo uma das causas mais óbvias de instabilidade de taludes. Para Caputo (1988), uma das alterações mais comuns originárias de um escorregamento é quando se dá a alteração com a realização de escavação próxima ao pé do talude na implantação de uma obra. É também, grande

mecanismo externo instabilizador a presença de sobrecarga na porção superior de um maciço de solo.

Os efeitos da vibração transmitida ao substrato através de agentes como terremotos, explosões, tráfego pesado, cravação de estacas e operações de máquinas pesadas também podem ser caracterizados como causas externas de instabilização de um talude (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

2.7.2.2 Causas internas

Para Guidicini e Nieble (1983) as causas internas são aquelas que levam o talude ao colapso sem que se verifique mudança nas condições geométricas e que resultam na diminuição da resistência interna do material, como o aumento da pressão hidrostática, a redução da coesão e ângulo de atrito interno.

Conforme os mesmos autores são, portanto, de considerável efeito de instabilização, classificado como causa interna deste mecanismo, as oscilações térmicas diárias ou sazonais que provocam variações de volume nos maciços rochosos, podendo ocasionar destaque de blocos. Em regiões em que o intemperismo físico predomina sobre o químico este fenômeno atinge sua expressão máxima.

Num bloco de material sobre um plano inclinado, a componente tangencial do peso fará com que as contrações e dilatações de origem térmica tornem assimétricas as solicitações sobre o bloco, resultando na sua possível movimentação, quer este se contraia ou dilate. Se das variações de comprimento que possam vir a ocorrer, resultarem tensões de cisalhamento superiores à tensão de fluência haverá deslocamento por rastejo. Já se a tensão de cisalhamento for ultrapassada, o talude se deslocará por escorregamento.

A redução dos parâmetros de resistência ocorridos devido ao intemperismo também se classificam como causas internas de ruptura de taludes, uma vez que esse processo de desgaste da rocha ou do solo, leva ao enfraquecimento gradual dos mesmos. Tal enfraquecimento pode ser traduzido na diminuição dos parâmetros de resistência tal como coesão e ângulo de atrito interno (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

2.7.3 Teorias clássicas de análise de estabilidade de taludes

Guidicini e Nieble (1983) afirmam que, na análise da estabilidade de taludes, o número de parâmetros envolvidos, bem como a definição em termos absolutos e a interação entre os mesmos impossibilitam a avaliação precisa e totalmente confiável. No entanto, uma avaliação quantitativa da estabilidade do talude em estudo deve ser feita de forma que forneça números relativos para que sirvam de base para a compreensão do comportamento e da sensibilidade do maciço a mudanças de parâmetros críticos.

Os métodos de estudo mais clássicos consistem em dois tipos. O primeiro é baseado no cálculo das tensões em todos os pontos do meio e na sua comparação com as tensões resistentes. Se as primeiras forem maiores do que as últimas, surgirão zonas de ruptura e zona de equilíbrio em caso contrário. É o chamado método de análise das tensões. O segundo método de análise se compõe do isolamento das massas arbitrarias e do estudo das condições de equilíbrio mais desfavorável (CAPUTO, 1988).

Conforme Guidicini e Nieble (1983), as análises baseadas no método do equilíbrio limite são as mais utilizadas atualmente, justamente pelo fato de que a análise não pode ser mais complexa do que o nível de compreensão do próprio talude. O método do equilíbrio limite prevê que as forças que induzem a ruptura são balanceadas pelos esforços resistentes. Com a finalidade de comparação da estabilidade de talude em diferentes condições de equilíbrio limite, define-se, por meio da equação 3, o fator de segurança F_s como a relação entre as tensões solicitantes e resistentes (DAS, 2011).

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (3)$$

Onde:

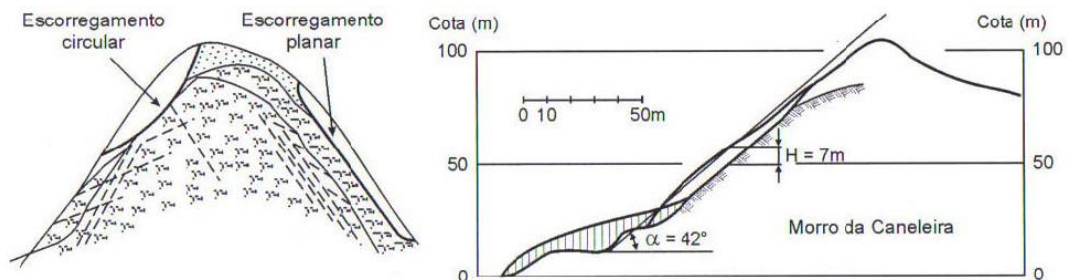
τ_f = resistência média ao cisalhamento do solo;

τ_d = tensão de cisalhamento média desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

Para tanto, quando o fator de segurança é igual a 1, o talude apresenta-se em estado de ruptura iminente. De acordo com a NBR 11682:2009 - Estabilidade de Taludes, o valor de fator de segurança recomendável varia de acordo com o grau de segurança esperado com relação às perdas de vidas humanas e perdas materiais e ambientais conforme discriminado no anexo D.

Conforme Massad (2003), os taludes caracterizados pela relação entre uma grande extensão confrontada a uma reduzida espessura do manto do solo, são denominados taludes infinitos. Quando ocorre a ruptura ela é do tipo planar. Um exemplo de talude infinito pode ser visualizado na Figura 4.

Figura 4 - Trecho de talude infinito com superfície de ruptura planar



Fonte: Massad, 2003.

O fator de segurança para taludes infinitos secos e com fluxo de água pode ser obtido respectivamente através das equações 4 e 5.

$$F_s = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \operatorname{tg} \beta} + \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (4)$$

$$F_s = \frac{c'}{\gamma_{\text{sat}} H \cos^2 \beta \operatorname{tg} \beta} + \frac{(H \gamma_{\text{sat}} - H_w \gamma_w) \operatorname{tg} \phi'}{H \gamma_{\text{sat}} \operatorname{tg} \beta} \quad (5)$$

Onde:

c = coesão total

ϕ = ângulo de atrito interno na condição não saturada

c' = coesão

γ = peso específico saturado do solo

γ_{sat} = peso específico saturado do solo

H = altura do talude

β = inclinação do talude

H_w = altura do nível de água

γ_w = peso específico da água

ϕ' = ângulo de atrito interno

Pode-se considerar, para Das (2011), um talude finito, aquele que tem a dimensão da altura crítica próxima ao valor da altura do talude. Os taludes finitos

apresentam superfícies de ruptura plana ou curva de acordo com Caputo (1988), sendo os escorregamentos gerados pela ruptura classificados como rotacionais.

Para Gerscovich (2013), o método do equilíbrio-limite, utilizado para análises de taludes, consiste em determinar o equilíbrio de uma massa ativa de solo que pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria que se dá ao longo de uma superfície onde todos os elementos atingem simultaneamente a condição de $FS=1$. Conforme Massad (2003), a análise através do método do equilíbrio-limite, para taludes finitos, apresenta diversas variantes, sendo de maior relevância o método sueco, que introduz os métodos de análise de Fellenius, Bishop Simplificado e o método de Morgenstern-Price.

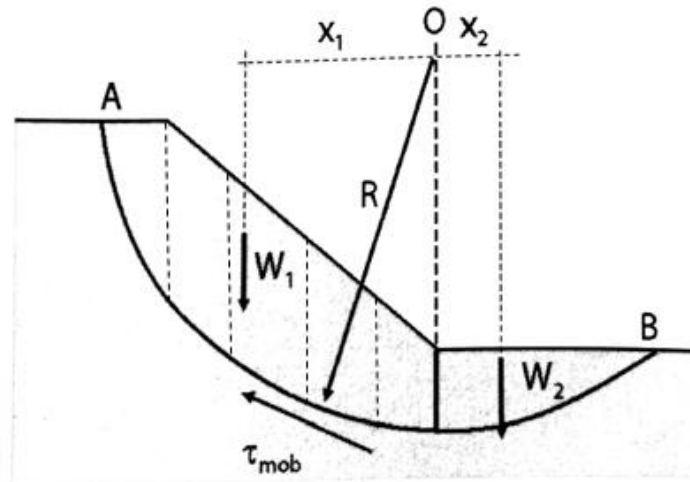
O método sueco ou método das fatias de Fellenius e Bishop Simplificado, conforme Gerscovich (2013) é o método mais utilizado nos estudos de estabilidade por não apresentar restrições quanto à homogeneidade do solo, a geometria do talude e o tipo de análise (considerando tensão total ou efetiva). Assim, segundo a autora, permite análises para situações que o solo seja heterogêneo, apresente superfície irregular e possibilita incluir variações de distribuição de poropressão. Ainda de acordo com Gerscovich (2013), o método é aplicado para rupturas do tipo circular, considerando o equilíbrio das forças e momentos entre as fatias lamelares que compõe o talude, avaliando que a resultante das forças verticais deve ser nula.

A metodologia de solução do método das fatias consiste em, inicialmente realizar a subdivisão do talude em fatias, assumindo sua base como linear, garantindo que a base de cada fatia seja composta do mesmo material. Acrescenta-se também que o topo da fatia não deve apresentar descontinuidades. A partir daí, faz-se o equilíbrio das formas de cada fatia, assumindo que as tensões normais que ocorrem na base sejam geradas pelo peso de solo contido na fatia. Calcula-se, então o equilíbrio do conjunto por meio da equação do equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo (GERSCOVICH, 2013). Admite-se, neste momento, que, para a estabilidade do talude, a soma dos momentos das forças de cisalhamento no arco de ruptura deve ser igual ao momento da massa de solo acima da superfície de ruptura.

Como explicita Gerscovich (2013), arbitrando-se uma superfície potencial de ruptura AB (Figura 5), considera-se que o solo acima é um corpo livre

subdividido em fatias. O equilíbrio de momentos é feito comparando o somatório dos momentos estabilizantes (equação 6) e instabilizantes (equação 7), onde a tensão cisalhante (τ_{mob}), conforme Figura 5 é uma das incógnitas do problema.

Figura 5 - Equilíbrio de momentos



Fonte: adaptado Gerscovich, 2015.

$$M_{est} = W_2 \times x_2 + (\tau_{mob} \times \text{arco AB}) \times \text{raio} \quad (6)$$

$$M_{inst} = W_1 \times x_1 \quad (7)$$

O método de Fellenius, por sua vez, conforme Gerscovich (2013) admite que o equilíbrio das forças em cada fatia é feito nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura. Para a autora, esse método é conservativo, ou seja, tende a fornecer fatores baixos de fator de segurança. Para Massad (2003), esse método tende a induzir consideráveis erros frente ao tratamento dado às pressões neutras.

No caso do método de Bishop, o equilíbrio das forças é realizado na direção vertical (MASSAD, 2003). Conforme Gerscovich (2013) obtém-se a solução de forma iterativa, considerando que o Fs se apresenta em ambos os lados da equação. Arbitra-se então, um valor de Fs_1 para o cálculo do momento. Extraindo da expressão o novo valor do coeficiente de segurança Fs_2 , comparando-o ao valor inicial. Geralmente, o Fs arbitrado é utilizado conforme o valor obtido por Fellenius como primeira aproximação.

2.7.4 Retroanálise

A retroanálise consiste num método apropriado, rápido e de baixo custo para a avaliação da estabilidade de maciços de terra ou de rocha de um caso de colapso já ocorrido. Dada a ruptura de um talude, é possível, através do método do equilíbrio limite, determinar que o fator de segurança no momento da ruptura tenha reduzido seu valor ao da unidade. A partir daí, deve-se reconstituir as condições do talude anteriormente à ruptura, como geometria e principais tensões atuantes. Dessa forma, é possível definir as características de resistência do maciço em estudo (GUIDICINI E NIEBLE, 1983).

Para os mesmos autores, são basicamente três incógnitas existentes na análise da estabilidade de um talude já rompido através da retroanálise. São elas a coesão, o ângulo de atrito interno ao longo do plano de movimentação e as pressões exercidas pela água no interior do talude.

2.8 Técnicas de estabilização de taludes

Para Gerscovich (2013), a estabilização de um talude consiste no desenvolvimento de um projeto que apresente excelência nos termos de economia e principalmente que garanta a segurança de pessoas e bens materiais. Hoek e Londe (198?), apud Guidicini e Nieble (1983) destacam entre os processos e técnicas de estabilização de taludes os métodos de melhoria dos maciços terrosos: mudança da geometria, drenagem de água subterrânea e superficial e reforço do maciço.

A mudança da geometria do talude, segundo os autores, consiste na redução da sua altura ou de seu ângulo de inclinação. Essa solução, via de regra, constitui a forma mais econômica de estabilização, apesar de nem sempre se apresentar como a mais efetiva. Alterar a geometria do talude não só reduz as forças solicitantes que induzem a ruptura, mas também acarreta redução da tensão normal e, conseqüentemente da força de atrito resistente, a qual depende basicamente da tensão normal na superfície considerada. Por outro lado, a maior vantagem deste método é a permanência dos efeitos, dado que se atinge a estabilidade pela efetiva utilização das propriedades relativas ao maciço, incluindo aí a mudança permanente das forças que atuam no talude.

Conforme Guidicini e Nieble (1983), a drenagem subterrânea é um fator

que sempre contribuirá a favor da estabilidade, porém deve ser questionado o custo despendido ao sistema. De acordo com Massad (2003), o princípio dessa solução é de que se faça o rebaixamento do lençol freático, reduzindo as pressões neutras e por consequência aumentando a estabilidade do talude com a utilização de drenos sub-horizontais profundos. Quanto à execução, esse tipo de solução requer pessoal especializado bem como o uso de equipamentos para a abertura dos furos.

Segundo Massad (2003), a drenagem superficial ao longo do talude tem por objetivo a redução da infiltração de águas pluviais através da captação e escoamento através de canaletas dispostas longitudinalmente na crista do talude. Para grandes declividades, faz-se necessário o uso do recurso das escadas d'água, que por sua vez minimizam a energia de escoamento da água.

Para Guidicini e Nieble (1983) a técnica de reforço do maciço do solo só se torna uma boa alternativa do ponto de vista econômico se aplicada em taludes pequenos. Conforme Massad (2003), quando se trata da recomposição de taludes já rompidos, uma forma de reforço é o lançamento de aterros compactados. Para garantia da estabilidade, pode-se reforçar o material compactado com materiais resistentes à tração. Esses materiais podem ser tiras metálicas utilizadas em solo armado ou extensíveis como produtos geossintéticos. Segundo o autor, outra técnica utilizada é o solo grampeado, ou seja, a instalação de barras sub-horizontais de aço no solo natural através da cravação ou através da injeção de nata de cimento em pré-furos. Também são amplamente empregados, de acordo com Guidicini e Nieble (1983), muros de arrimo, cortinas atirantadas contínuas ou descontínuas, entre outros que, utilizados com a drenagem, caracterizam um único método de estabilização.

3 METODOLOGIA

3.1 Levantamento de dados e características do talude estudado

O levantamento do solo componente do perfil, bem como da posição da rocha na composição do talude e os níveis de lençol freático foram avaliados através da realização de furos de sondagem executados com o auxílio de trado manual, conforme Figura 6.

Figura 6 - Realização dos furos de sondagem com uso do trado manual



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

A descrição das características do movimento a campo e a coleta de amostras de solo componente do talude também foram fatores de considerável importância para a execução da pesquisa. Através do levantamento, foi possível reunir dados de qualidade suficiente para a realização da análise do movimento em estudo.

Pela análise visual prévia, foram constatadas as condições de difícil acesso e visibilidade que a região apresentava devido à presença de grande volume de vegetação e de alta declividade, tal como pode ser visualizado na Figura 7. Portanto, apesar de ser um trabalho de maior precisão, tornou-se inviável a execução de serviços topográficos para medir com precisão a geometria do talude estudado.

Figura 7 - Alta declividade e presença de vegetação do talude estudado



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Dessa forma, desenhou-se um croqui partindo da obtenção das dimensões, declividades e características do maciço de terra, com auxílio de prancheta para registro de dados, trena, piquete para marcação dos pontos, GPS portátil, capaz de determinar as coordenadas dos pontos de maior relevância no talude, inclinômetro digital, para execução das medições de ângulo de inclinação dos trechos delimitados pelos pontos de maior inflexão, além de câmera para registro de imagens do talude estudado. As Figuras 8 e 9 ilustram os métodos de obtenção dos dados de levantamento geométrico do talude.

Figura 8 - Obtenção das coordenadas geográficas, com uso de GPS, dos pontos referentes aos furos de sondagem



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Figura 9 - Inclínômetro digital utilizado para avaliação da declividade do talude estudado



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

3.2 Consultas a mapas geológicos e pedológicos

Frente às condições que levam um talude a se apresentar em estado de estabilidade, a geologia e a pedologia são fatores preliminares de extrema importância contemplados nas análises de um talude rompido. São eles que determinam, através da composição mineralógica do material, a presunção das características geomecânicas do mesmo.

Em vista disso, foram consultados mapas geológicos e pedológicos, para extração dos respectivos enquadramentos da área em estudo, sempre confrontando as informações com as observações de campo, de forma a realizar uma adequada interpretação sobre a formação geológica do maciço e as camadas de solo que compõe a subsuperfície, buscando-se algumas informações preliminares básicas úteis para a previsão de comportamento do solo.

3.3 Resgate de dados pluviométricos do local

Nessa etapa do trabalho, realizou-se uma pesquisa visando encontrar dados pluviométricos do local que datem do período de ocorrência de ruptura do talude. Assim, foi possível estimar um estado de saturação no qual o solo se encontrava no instante do evento, podendo assegurar e definir se a água presente no solo foi ou não um dos fatores que contribuíram para a instabilização

do talude.

3.4 Obtenção da geometria do talude em estudo

Com os dados obtidos no item 3.1, foi possível obter graficamente um croqui que reproduz a geometria do talude existente, permitindo inclusive realizar a estimativa da seção pré-ruptura. Esse croqui foi constituído de uma representação em planta e seções transversais.

3.5 Coleta de amostras de solo do talude em estudo

Objetivando a realização de ensaios de laboratório, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas do talude estudado. As amostras deformadas do solo componente da camada pela qual ocorreu a ruptura do talude foram coletadas com auxílio de pá e picareta e armazenadas em sacos plásticos vedados os quais foram imediatamente encaminhados para laboratório a fim de dispor o solo à secagem ao ar para posteriormente realizar os ensaios de caracterização.

Para a retirada das amostras indeformadas se utilizou anéis amostradores correspondentes ao ensaio de cisalhamento direto, os quais possuem seção circular e extremidade biselada. Assim, cada amostra correspondeu a um corpo de prova a ser submetido ao ensaio de cisalhamento direto. Para remoção da amostra coletada foi aberto um entalhe na face do talude rompido e posicionado o anel na superfície horizontal desse entalhe. Assim se esculpiu minuciosamente com ferramentas cortantes (faca e espátula), sendo então exercida leve pressão para que o solo ocupasse o volume do anel biselado com a menor perturbação possível, como mostra a Figura 10.

Figura 10 - Coleta de amostra indeformada



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Ao final, os excessos nas extremidades foram aparados e cada anel foi devidamente vedado com utilização de plástico tipo *insufilm* e acondicionado em caixa de isopor com a finalidade de proteger contra a perda de umidade e aos impactos durante o transporte até o laboratório, o qual foi realizado com o máximo de cuidado.

3.6 Ensaios de laboratório

3.6.1 Ensaios de caracterização

3.6.1.1 Massa específica dos grãos

O ensaio de massa específica real dos grãos determinada em laboratório se fez necessário para a determinação da curva granulométrica, uma vez que a etapa de granulometria por sedimentação depende dos valores pré-determinados nesse procedimento de laboratório para a realização dos cálculos. O ensaio seguiu as determinações da NBR 6508:1984 - Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm - determinação da massa específica.

Empregou-se, então, o método do picnômetro que, ao ser previamente calibrado com adição de água até a marca de referência, compara as massas de picnômetro mais água com a massa picnômetro mais solo mais água. Para que dentro do picnômetro só permanecessem partículas de água e solo, todo ar presente em seu interior fora retirado através do uso da bomba de vácuo, conforme Figura 11.

Figura 11 - Retirada do ar do interior do picnômetro com a bomba de vácuo



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Assim se estabeleceu uma relação que pode ser calculada através da equação 8.

$$\delta = \frac{M_1 \times 100 / (100 + h)}{[M_1 \times 100 / (100 + h)] + M_3 - M_2} \times \delta_T \quad (8)$$

Onde:

δ = massa específica dos grãos do solo (g/cm^3);

M_1 = massa do solo úmido;

M_2 = massa do picnômetro + solo + água na temperatura do ensaio;

M_3 = massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência na temperatura do ensaio;

h = umidade inicial da amostra;

δ_T = massa específica da água, na temperatura de ensaio.

3.6.1.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica é o ensaio base para a obtenção dos dados para a confecção da curva granulométrica do solo analisado. O ensaio de laboratório capaz de realizar a análise granulométrica de um solo é dividido entre análise por peneiramento e análise por sedimentação e foi executado no presente trabalho com fundamentação de procedimento conforme NBR 7181:1984 - Solo - Análise Granulométrica.

A análise por peneiramento é dividida em duas etapas: a de peneiramento

grosso, para as partículas de diâmetro maiores do que 2,0 mm e a de peneiramento fino, relacionando o diâmetro das partículas de granulometria entre 2,0 e 0,075 mm. O processo consiste na passagem do material previamente destorroado e preparado conforme a NBR 6457:1984 por uma série de peneiras de diferentes malhas definidas pela norma (Figura 12).

Figura 12 - Realização da etapa de peneiramento com o auxílio do agitador mecânico de peneiras



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

A etapa de sedimentação possibilitou a determinação do diâmetro da partícula pela suspensão dos grãos de solo menores do que 2,0 mm em uma proveta graduada, medida através do densímetro, como mostrado na Figura 13.

Figura 13 - Etapa de granulometria por sedimentação



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

O método de análise da partícula em suspensão é baseado na Lei de Stokes, que expressa a fórmula que estabelece uma relação entre o diâmetro da

partícula e sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecidos, resultando, assim, no diâmetro equivalente da partícula.

Após realizadas as etapas de ensaio de granulometria, os resultados foram plotados em gráfico, em escala logarítmica, formando a curva granulométrica. Essa curva indica para cada diâmetro assinalado no eixo de abscissas qual é a porcentagem de material passante por cada peneira de diferentes malhas progressivamente menores.

3.6.1.3 Limites de Atterberg

Para realizar a classificação do solo estudado, é necessário que sejam conhecidos os limites de Atterberg e a determinação do índice de plasticidade do referido material. Os ensaios de limites de Atterberg, isto é, limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados conforme as normas da ABNT, NBR 6459:1984 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez e NBR 7180:1984 - Solo - Determinação do Limite de plasticidade, respectivamente. Ambos foram realizados com pequena quantidade de solo - cerca de 200 g para cada ensaio -, de amostra submetida à secagem prévia ao ar e passada na peneira de malha 0,42 mm, conforme a NBR 6457:1984 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e caracterização.

O limite de liquidez consiste na umidade a qual a ranhura feita na amostra disposta em concha metálica que integra o Aparelho de Casagrande (Figura 14) com cinzel adequado ao tipo de solo pode ser fechada com a aplicação de 25 golpes. O ensaio foi realizado através do umedecimento crescente da amostra e na repetição sequencial de cinco vezes de aplicações de golpes, de forma que sejam obtidos cinco diferentes umidades e números de golpes necessários para que seja fechada a ranhura. A interpolação gráfica desses resultados permitiu a obtenção da umidade referente ao número de golpes igual a 25.

Figura 14 – Ensaio de Limite de Liquidez (LL)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

A execução do limite de plasticidade foi realizada através do umedecimento do material preparado e em seguida da moldagem de cilindros de mesma espessura do cilindro padrão, 3 mm, como realizado na Figura 15.

Figura 15 - Cilindro moldado para determinação do limite de plasticidade do solo



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Considerou-se, então, que o solo atingiu o limite de plasticidade quando o cilindro, ao ser moldado na espessura padrão não apresentou fissuras. A média da umidade correspondente de uma repetição de moldagem de cilindros padrão de pelo menos três umidades resultou no valor do limite de plasticidade do solo.

3.6.2 Ensaio de cisalhamento direto

Com as amostras indeformadas coletadas foram realizados os ensaios de cisalhamento direto para determinar os parâmetros de resistência do solo.

Visando-se estudar diferentes condições, os parâmetros foram avaliados para corpos de provas inundados e na umidade natural de campo, obtendo-se uma envoltória de Mohr-Coulumb para cada situação. Para os ensaios com corpos de prova inundados, foi realizada a saturação prévia do solo após a montagem do equipamento e a colocação da caixa de cisalhamento, através do acréscimo de água na caixa do equipamento até o volume de água atingisse aproximadamente 5 mm acima da altura da caixa bipartida que contém a amostra a ser ensaiada. Após esse procedimento, o corpo-de-prova permaneceu em repouso de pelo menos 24 horas, almejando-se atingir a condição de saturação completa da amostra submetida ao ensaio.

Para o ensaio foi utilizado o equipamento de cisalhamento direto (Figuras 16 e 17) com velocidade constante que ensaia corpos de prova de 63 mm de diâmetro por 20 mm de altura, posicionados dentro de uma caixa bipartida que se desloca ao longo do ensaio, ocasionando o cisalhamento da amostra de solo. Foram ensaiados em uma totalidade seis corpos de prova, sendo três deles para cada condição inundado e três na umidade natural de campo. Para isto, foram aplicados três valores de tensões normais crescentes (12,5; 25; 50 kPa), definidas conforme os níveis de tensões reais às quais o talude se encontra submetido. O ensaio realizado seguiu as determinações da norma ASTM D3080:2011 – *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.

Figura 16 - Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Figura 17 - Conjunto do equipamento constituído de caixa de cisalhamento, anel dinamométrico para aplicação de carga e extensômetros



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Como se faz necessária para solos com alto teor de finos a realização dos ensaios foi executada em velocidade lenta (0,025 mm/min) para que assim não fossem geradas poropressões capazes de burlar os resultados reais dos ensaios. Essa determinação de velocidade a ser adotada seguiu as especificações da norma da ASTM D3080:2011, acima referida.

3.7 Análises de estabilidade

Finalmente, com dados de geometria, comportamento de solo quanto à resistência ao cisalhamento, suposições de níveis de água e de superfície de ruptura obtidos, pode-se realizar a análise de estabilidade e obter fatores de segurança do talude estudado. Para o caso de talude finito foi utilizado o software Slope/W do pacote GeoStudio 2012, versão estudante 8.0.10.6504, desenvolvido para análise de estabilidade de taludes. Tal ferramenta computacional trabalha com a possibilidade de diferentes formas de superfície de deslizamentos, condições de poropressão, propriedades do solo e, ainda permite métodos de análises com a aplicação de cargas no maciço através do método do equilíbrio-limite. Dentre os métodos de cálculo possíveis de reprodução na ferramenta, estão os de Bishop Simplificado, Janbu, Morgenstern-Price, Ordinary (Fellenius) e Spencer. Para caso de talude infinito foram utilizadas as equações 4 e 5, apresentadas no item 2.7.3.

As análises demandaram, inicialmente, da geometria do maciço, bem como a definição de materiais e seus respectivos parâmetros de resistência,

obtidos nos ensaios de laboratório.

Levando em consideração que intervenções como forma de prevenção podem se apresentar como importante alternativa para a preservação de bens e de vidas humanas, observou-se a necessidade de prever estabilidade ao talude rompido. Uma vez que a região de localização do talude é uma área habitada a qual engloba edificações residenciais à montante e à jusante do talude e, mais acima compreende as instalações da concessionária de fornecimento de água da cidade, nessa etapa da pesquisa, verificou-se a extrema importância da avaliação e proposição de medidas voltadas para evitar a progressão da ruptura.

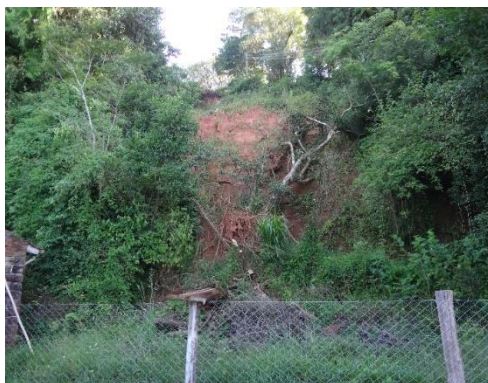
Para analisar o risco de progressão com indicação de medidas para evitar que ela ocorra, foram realizadas novas análises na parte superior na seção da porção rompida, além das análises na seção paralela que não foi afetada pelo evento de ruptura.

4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

4.1 Caracterização geral do talude estudado

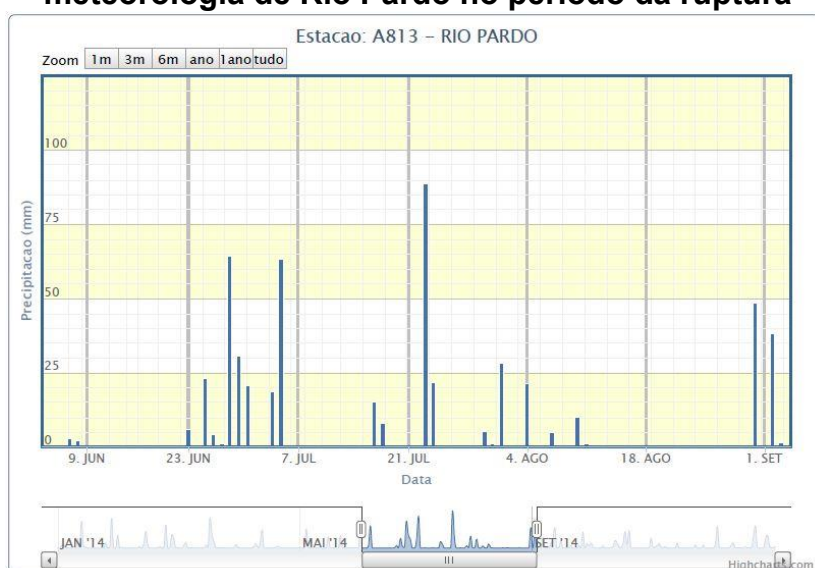
Para o estudo de caso analisado na pesquisa, tem-se que a ruptura do talude (conforme Figura 18) ocorreu em 24/07/2014. Conforme registros do *site* do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET a estação meteorológica de Rio Pardo (Figura 19) assinalou que acúmulo do índice pluviométrico em aproximadamente 24 horas – do dia 23/07/2014 a 24/07/2014 fora de 111 mm. Cabe também ressaltar que, anteriormente, nos dias 17/07/2014 e 18/07/2014, ocorreu uma precipitação acumulada de 23 mm.

Figura 18 - Ruptura do talude estudado em vista frontal



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Figura 19 - Dados pluviométricos registrados na estação automática de meteorologia de Rio Pardo no período da ruptura

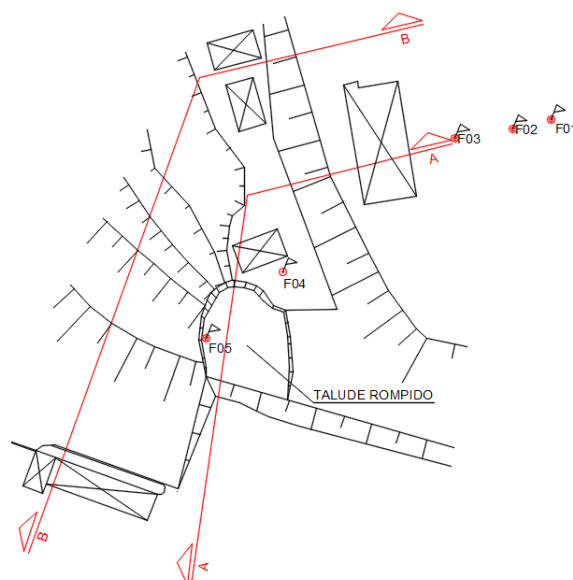


Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia – INMET, 2015.

Através de uma análise prévia, pode-se observar que a área de ruptura correspondia a aproximadamente 100 m². O sinistro do deslizamento não deixou vítimas, no entanto, por questões de segurança, foi necessária a remoção de uma edificação localizada à montante do talude. Em decorrência do movimento de massa do solo três a quatro árvores de porte médio a baixo foram arrancadas.

A Figura 20 ilustra um croqui esquemático do talude estudado em planta, o qual loca os furos de sondagem realizados no levantamento a campo e por onde foi traçada uma seção A (Figura 21) e a cerca de 12 m à esquerda, para dentro da mata foi traçada a seção B (Figura 22).

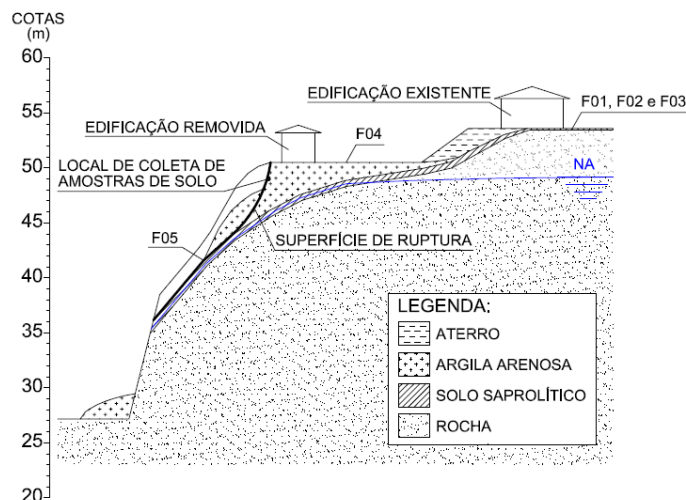
Figura 20 - Croqui esquemático do talude em planta



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

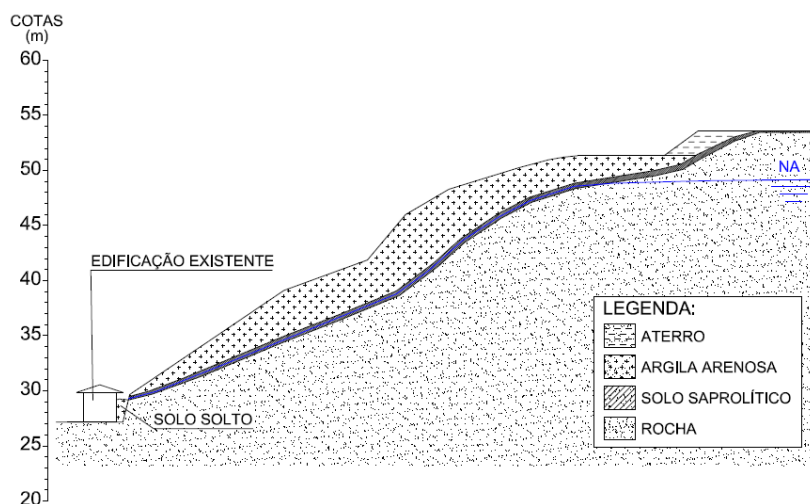
Conforme pode ser visualizado na Figura 21, a região é composta de edificações tanto no pé como na crista do talude. Pode-se registrar também a presença de mata nativa densa de médio porte. Esses fatores reforçaram ainda mais a necessidade de avaliar o risco da ruptura vir a progredir e de propor medidas de prevenção para que isso não venha a ocorrer. Quanto à seção B (Figura 22), realizou-se a extrapolação do perfil conforme os furos de sondagem da seção A, majorando as espessuras das camadas de solo a favor da segurança.

Figura 21 - Seção A do talude em estudo



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Figura 22 - Seção B do talude em estudo



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Analisando o perfil do terreno, constatou-se a presença de uma camada de argila arenosa na cor vermelha localizada logo abaixo de uma camada de areia com matéria orgânica de espessura de baixa representatividade, sendo por esse fato que se tornou inviável sua representação na escala do desenho. Sob a camada de argila arenosa, observou-se a presença de uma esbelta camada de solo saprolítico (horizonte C), na cor rosada, oriundo da intemperização de sua rocha de origem, que se encontra logo abaixo dessa camada.

A espessura da camada de argila arenosa foi estimada em

aproximadamente 1,10 m (correspondendo a 1,71 m quando medida na vertical) antes da ocorrência do colapso, apresentando espessura um pouco maior logo acima da região da ruptura e deixando de existir no topo do talude, onde se tem a camada de solo saprolítico assente diretamente sobre a rocha de origem. Na região do topo, tem-se a presença de um pequeno aterro, sobre o qual foi apoiada parte de uma construção pertencente à concessionária de fornecimento de água da cidade. Na região do pé do talude, tem-se que no passado foi executado um corte com declividade de aproximadamente 76° avançando para o interior da rocha, sendo que sobre sua superfície se encontravam depositados detritos oriundos da ruptura do talude, como apresentado na Figura 18 e no croqui da seção A do talude ilustrado na Figura 21. Na análise, observou-se que o vão entre a parede e uma das construções existentes e o talude de escavação se encontrava preenchido por solo solto, misturado com matéria orgânica (folhas e galhos de árvore) que ali se juntaram por processos erosivos. Na zona de ruptura da seção A, a declividade média do talude medida é de 50° e logo acima 28° . A altura total da encosta é de aproximadamente 27 m, sendo aproximadamente 12 m a altura da antiga escavação e 12 m a altura do talude na zona de ruptura.

Com relação ao nível d'água – NA, constatou-se que na região de ruptura, na data do levantamento, o mesmo se encontrava na linha de transição entre a rocha e a camada de solo saprolítico (Figura 20). Fato esse constatado através da realização dos furos de sondagem, onde foi observado, ainda, que o NA avançava na região do topo do talude, onde não foi mais possível atingi-lo através da sondagem a trado. Estima-se então que o NA se encontre em alguma profundidade no interior da rocha.

Quanto ao tipo de movimento, foi observado que a superfície de ruptura tem início com um formato côncavo até atingir a linha de transição entre a camada de argila arenosa e o solo saprolítico, seguindo então por essa linha até a porção inferior do talude (Figura 20). Nesse caso, flagra-se um escorregamento ou deslizamento do tipo composto, ou seja, um misto entre o movimento do tipo rotacional e translacional.

4.2 Descrições física, geomorfológica, geológica e pedológica do local

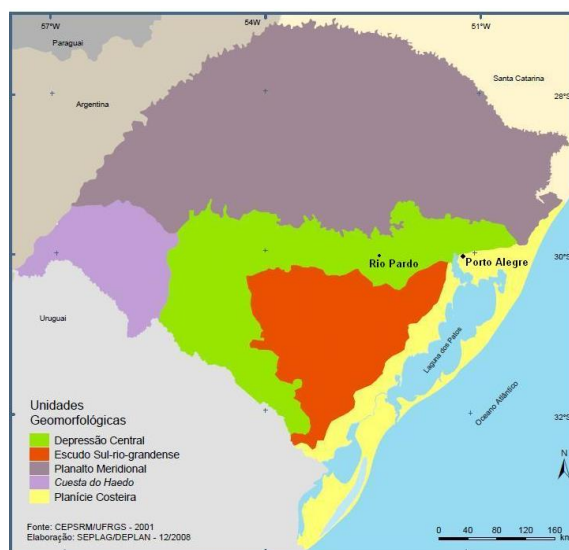
O local foco do estudo do presente trabalho situa-se no município de Rio Pardo, Vale do Rio Pardo, região central do estado do Rio Grande do Sul, a aproximadamente 150 km da capital Porto Alegre. O talude analisado se localiza no bairro Fortaleza, próximo à margem do Rio Jacuí. Sua localização geográfica é a seguinte: Latitude – 29°59'39", Longitude – 52°22'40" (Figura 23) e altitude de aproximadamente 49 metros em relação ao nível do mar.

Figura 23 - Localização do talude estudado na cidade de Rio Pardo - RS



Fonte: Google Earth, 2015.

Figura 24 - Localização da cidade de Rio Pardo sobre o mapa geomorfológico do Rio Grande do Sul



Fonte: Secretaria de Orçamento e Gestão do Rio Grande do Sul – SEPLAG, 2004.

De acordo com o Mapa Geomorfológico elaborado pela Secretaria de Orçamento e Gestão do Rio Grande do Sul – SEPLAG (2004), o local estudado se enquadra na unidade geomorfológica denominada depressão central (Figura 24). Essa unidade é formada por rochas sedimentares e se caracteriza pela presença de terrenos de baixa altitude.

Consultando os Mapas de Clima (2002) e de Biomas (2004), disponibilizados no site do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, tem-se que o clima do Estado do Rio Grande do Sul é classificado como Temperado, Mesotérmico Brando, super úmido, com temperatura anual média entre 10°C e 15°C e que o local se insere no bioma Mata Atlântica.

Segundo o Mapa de Isoietas (2006), elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM, a média pluviométrica anual do local é de 1.600 a 1.700 mm/ano.

Através de consulta ao Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul (2006) elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM, verifica-se que o local estudado está inserido na formação representada pelo símbolo T1sc (Figura 25) a qual corresponde à Formação Sanga do Cabral, pertencente ao éon Fanerozóico, era Mesozóica, período Triásico.

Figura 25 - Localização do local de estudo sobre o mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul



Fonte: Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2006.

Segundo a descrição do mapa referido, nessa formação podem se fazer presentes em corpos tabulares ou lenticulares alongados, brecha e conglomerado intraformacional, siltito e raro argilito em ambiente continental, fluvial entrelaçado, contendo fragmentos de vertebrados e fósseis (répteis e

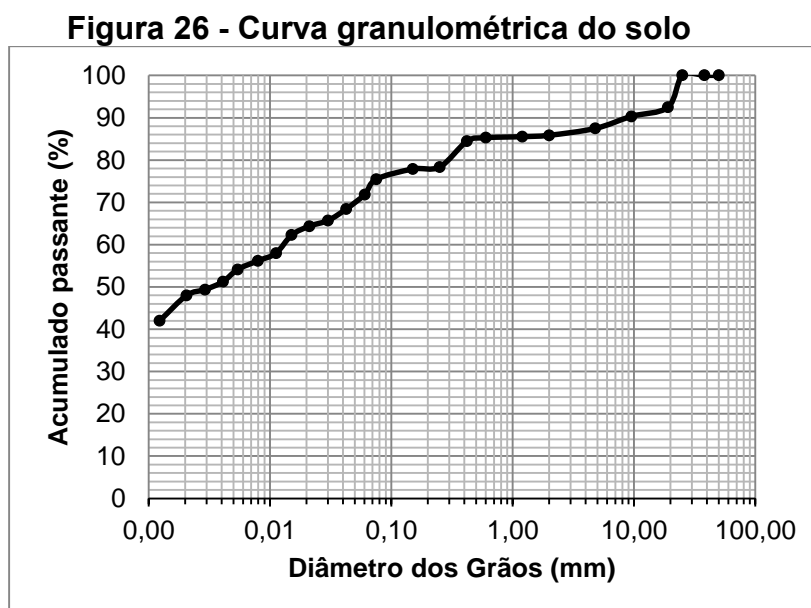
anfíbios).

Em relação à pedologia, por meio de consulta ao mapa de solos apresentado por Streck *et al.* (2008), observa-se que o local de estudo se situa na classe denominada de argissolo vermelho-amarelo típico, unidade Rio Pardo. Conforme os autores, os argissolos são em geral profundos a muito profundos, variando de bem drenados a imperfeitamente drenados, sendo que as cores vermelha e amarela indicam ambientes bem drenados. Os solos típicos da região estudada apresentam perfil com uma sequência de horizontes A-Bt-C ou A-E-Bt-C, onde o horizonte Bt, é do tipo textural, o qual é significativamente mais argiloso do que os superiores. Neste caso, em específico, verifica-se a ocorrência da primeira sequência, onde o horizonte A é a camada de espessura reduzida de areia com matéria orgânica, o Bt é a camada de argila arenosa e o C é o solo saprolítico.

5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.1 Caracterização do solo

Após realizados os ensaios de massa específica real dos grãos e granulometria por peneiramento e sedimentação, obteve-se a curva granulométrica, a qual está apresentada na Figura 26.



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

A composição granulométrica do solo, conforme NBR 6502: 1995, apresenta-se na tabela 4.

Tabela 4 - Composição granulométrica do solo

Fração	Porcentagem
Pedregulho ($2 \text{ mm} < \phi \leq 60 \text{ mm}$)	15%
Areia ($0,06 \text{ mm} < \phi \leq 2 \text{ mm}$)	16%
Silte ($0,002 \text{ mm} < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$)	14%
Argila ($\phi \leq 0,002 \text{ mm}$)	55%

Fonte: Arquivo do autor, 2015.

De forma resumida, encontram-se dispostos na tabela 5 os demais resultados referentes à plasticidade (limites de Atterberg) e classificação do solo estudado.

Tabela 5- Resumo dos dados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação do solo

PLASTICIDADE	Limite de Liquidez (LL)	41%
	Limite de Plasticidade (LP)	23%
	Índice de Plasticidade (IP = LL - LP)	18%
	Classificação quanto à plasticidade (Burmister, 1949, <i>apud</i> Das, 2011)	plasticidade média
CLASSIFICAÇÃO SUCS		CL
CLASSIFICAÇÃO AASHTO		A-7-6

Fonte: Arquivo do autor, 2015.

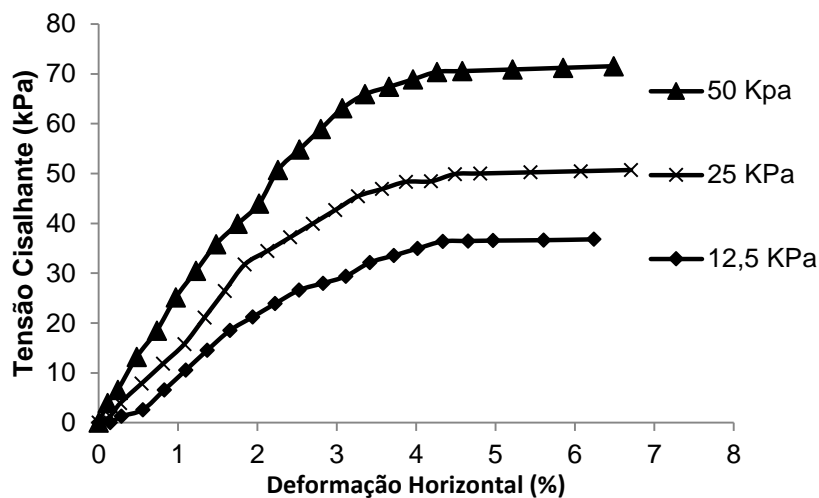
Através da análise da curva granulométrica, pode-se observar que o solo estudado se trata de uma argila arenosa, com porcentagens de pedregulho e silte ligeiramente inferiores as de areia, quase se equivalendo. O índice de plasticidade é condizente com suas características granulométricas, apresentando coerência com valores para argilas residuais, conforme pode se verificar na tabela 4.

A classificação CL do SUCS corresponde a uma argila de baixa plasticidade arenosa com pedregulho e a classificação A-7-6 do sistema da AASHTO corresponde a solos finos. Assim, verifica-se que houve coerência entre as classificações e os ensaios de granulometria e limites, uma vez que o solo se constituía por uma grande parte de finos, fato observado pela análise granulométrica através da passagem de mais de 50% do material na peneira n° 200 (0,075 mm) e pelo IP de 18% caracterizar o material como sendo pouco plástico.

5.2 Ensaio de cisalhamento direto

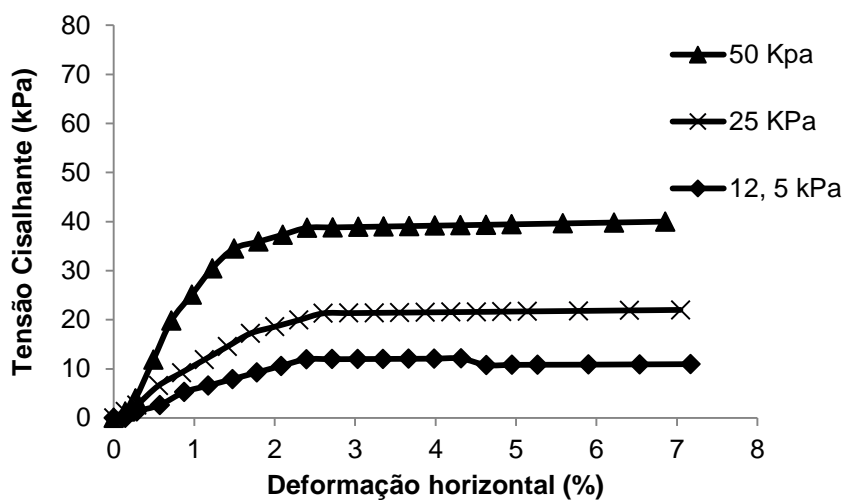
Nas Figuras 27 e 28 são apresentadas as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal referentes aos ensaios dos corpos de prova cisalhados nas condições de umidade de campo e inundados, respectivamente.

Figura 27 - Gráfico Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal – condição de umidade de campo



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

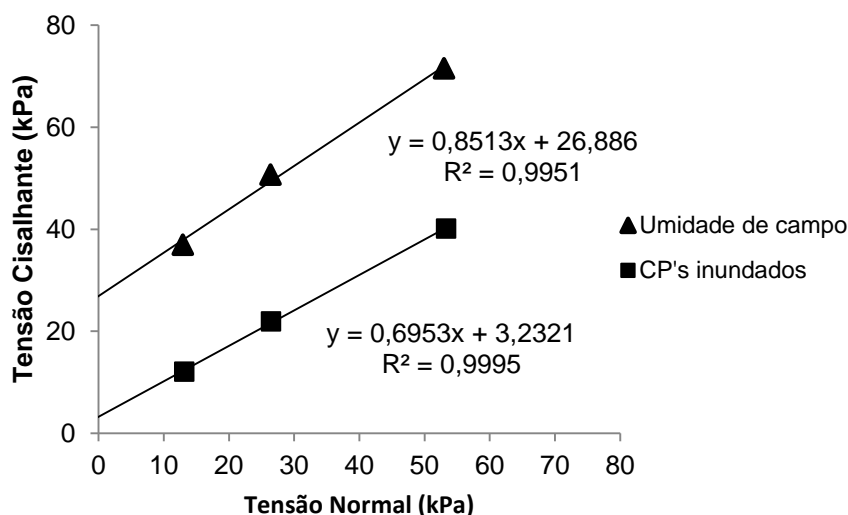
Figura 28 - Gráfico tensão cisalhante x deformação horizontal – condição inundada



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Após obtidos os valores de tensão cisalhante máxima para os três corpos de prova nas diferentes tensões normais, foi traçada a envoltória de resistência característica do solo estudado, a qual relaciona tensão cisalhante máxima com a tensão aplicada no ensaio para ambas as condições de umidade (Figura 29).

Figura 29 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Nas tabelas 6 e 7 apresenta-se os índices físicos dos corpos de prova e os parâmetros de resistência do solo para as diferentes condições ensaiadas.

Tabela 6 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados e parâmetros de resistência do solo – condição na umidade de campo

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico γ (kN/m ³)	Umidade w (%)	Grau de Saturação S (%)
1	12,5	17,23	19,42	62,62
2	25	15,93	18,53	51,34
3	50	16,76	13,37	45,58
Peso específico médio (kN/m ³):				17
Parâmetros de resistência		Coesão c (kPa):		27
		Ângulo de atrito ϕ (°):		41

Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Tabela 7 - Índices físicos dos corpos de prova ensaiados parâmetros de resistência do solo – condição inundada

CP	Tensão normal (kPa)	Peso específico γ (kN/m ³)	Umidade w (%)	Grau de Saturação S (%)
4	12,5	19,54	24,15	95,70
5	25	19,35	24,69	94,53
6	50	19,9	23,15	98,27
Peso específico médio (kN/m ³):				20
Parâmetros de resistência		Coesão c' (kPa):		3
		Ângulo de atrito ϕ' (°):		35

Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Analisando-se os índices físicos dos corpos de prova ensaiados (tabelas 6 e 7), verifica-se que através do processo de inundação foi possível atingir saturação próxima de 100% para os três corpos de prova que foram inundados. O grau de saturação dos corpos de prova ensaiados na condição de umidade natural de campo ficou entre 45% e 63% (média de aproximadamente 53%). Como resultado da saturação, pode-se observar uma queda expressiva da coesão do solo, a qual sofreu uma redução de 27 kPa para 3 kPa. Tal fato demonstra a existência de uma parcela significativa de coesão aparente, a qual se deve, provavelmente, a existência do fenômeno de sucção do solo. Esse efeito é capaz de fornecer resistência à amostra de solo ensaiada quando o solo não se encontra saturado e decresce com aumento do teor de umidade. O ângulo de atrito sofreu uma redução menos expressiva, de 41° para 35°.

Percebe-se que o peso específico médio sofre aumento importante quando o solo é saturado, passando de 17 kN/m³ quando em umidade natural de campo para 20 kN/m³ quando na condição inundada, conforme apresentado nas tabelas acima.

6 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

6.1 Análise da seção em que ocorreu a ruptura (seção A) do talude estudado

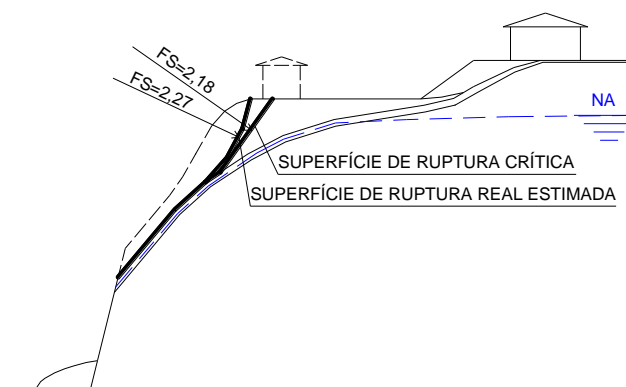
Nas análises de estabilidade realizadas para a seção A, ilustrada na Figura 20 do item 4.1, tomou-se como base a hipotética geometria do talude anterior ao evento da ruptura. O estudo considerou duas situações em relação ao nível d'água NA. O primeiro consistiu em verificar o fator de segurança na posição normal do NA, considerando os parâmetros totais de resistência. Já o segundo foi de buscar encontrar qual a hipotética posição do NA que ocasionou a ruptura do talude e, assim, nesse caso foram considerados os parâmetros totais de resistência para a porção não saturada e os parâmetros efetivos para a saturada, os quais foram obtidos no ensaio de cisalhamento direto, conforme ilustrado nas tabelas 6 e 7 do item 5.2. O peso específico adotado, com base nos corpos de prova constituídos das amostras indeformadas foi de 17 kN/m³ para o solo não saturado e de 20 kN/m³ para o solo saturado, conforme apresentado nas referidas tabelas.

Por se tratar de um movimento do tipo composto, conforme descrito no item 4.1, foram realizados dois tipos de análise, ambas baseadas nas teorias do equilíbrio limite, no entanto, uma considerando o método do talude finito, com ruptura côncava ou em cunha e outra considerando o método do talude infinito. Para a primeira análise, foi utilizada a ferramenta computacional Slope/W do pacote GeoStudio 2012, versão 8.0.10.65004. Dentre os métodos de cálculo possíveis de realização por meio dessa ferramenta, utilizou-se o método de Bishop Simplificado.

No caso do talude com o NA na posição normal para a seção A, foram empregadas duas abordagens. Na primeira delas, fixou-se uma única superfície de ruptura, correspondente à inferida nos levantamentos de campo e na outra, fez-se com que o software pesquisasse a superfície de ruptura crítica, objetivando confrontar os resultados. No caso da consideração do NA na posição elevada, através de tentativas, utilizando de um processo de retroanálise, procurou-se a posição do NA que gerasse uma superfície crítica de ruptura que coincidissem com a levantada em campo, com um fator de segurança ligeiramente

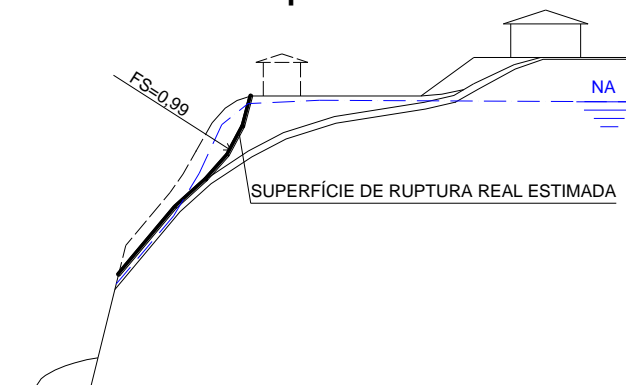
abaixo de 1,00. As Figuras 30 e 31, apresentam os resultados obtidos para a seção A. As telas de análise geradas pelo software, as quais indicam a malha da superfície de deslizamento, bem como a malha do raio da superfície de deslizamento, juntamente com o fator de segurança se encontram nos apêndices (A, B, C, D e E).

Figura 30 - Fator de segurança para a seção A do talude com o NA elevado numa análise pelo método do talude finito de Bishop Simplificado



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Figura 31 - Posição do NA que levaria à ruptura do talude pela superfície real estimada numa análise pelo método do talude finito de Bishop Simplificado



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Conforme os resultados obtidos na pesquisa, observa-se que o talude, quando não saturado, se encontra estável, apresentando FS mínimo de 2,18 e igual a 2,27 na superfície estimada por onde teria ocorrido a ruptura, de acordo com a Figura 30. Assim, segundo as análises, para que ocorresse a ruptura através da superfície estimada, boa parte do maciço na porção superior deveria sofrer saturação, conforme Figura 31.

Constata-se que isso seria uma condição plenamente possível, tendo em

vista a existência de rocha de baixa profundidade de água, a qual apresenta baixa absorção de água, fazendo com que o acúmulo em razão da chuva de 111 mm em aproximadamente 24 horas elevasse consideravelmente o NA num terreno que já se encontrava úmido pelas precipitações da semana anterior. Além disso, a presença de edificações contribuiria com o acúmulo de água oriunda dos telhados que acabava por ser despejada talude abaixo.

Na análise que se considerou o talude infinito, pela maior simplicidade de realização dos cálculos, os valores de FS foram obtidos através das equações 4 e 5 do item 2.7.3 de forma manual. Assim, obteve-se para esse caso um FS de 2,62 para o talude na umidade natural. Ao se elevar o NA simplesmente até a superfície de ruptura (transição entre a camada de argila com a camada de solo saprolítico), portanto sem considerar a atuação de poropressões e nem o aumento do peso específico do talude, mas considerando a queda dos parâmetros de resistência na superfície de deslizamento, especialmente da coesão, tem-se que o FS atinge um valor de 0,80.

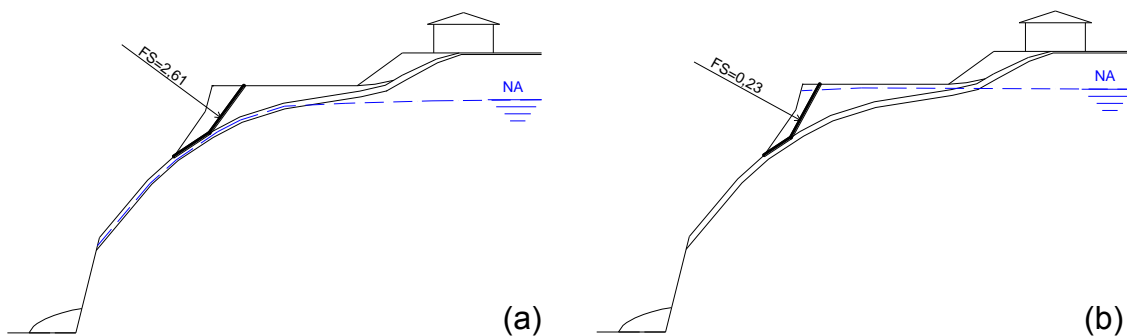
6.2 Análise da estabilidade de progressão da ruptura das seções A e B

Para a nova seção A, formada após a ocorrência da ruptura e para a seção B, paralela à ruptura do talude estudado também foram analisadas duas situações para o NA, sendo a primeira para o NA na posição normal e a segunda considerando eventual subida do NA em função das chuvas excepcionais. Os parâmetros totais de resistência foram considerados para a porção não saturada do talude e os efetivos para o solo saturado, conforme os ensaios de cisalhamento direto.

O peso específico para a parte do solo componente do talude não saturado, da mesma forma que para a análise da seção A, foi considerado 17 kN/m^3 , enquanto que para a porção de solo saturado, foi considerado peso específico de 20 kN/m^3 .

Foram realizadas análises considerando o modelo de Bishop Simplificado (talude finito) e os modelos para talude infinito (equações 4 e 5). As análises realizadas e os fatores de segurança obtidos para o primeiro caso podem ser visualizadas na Figura 32 e 33.

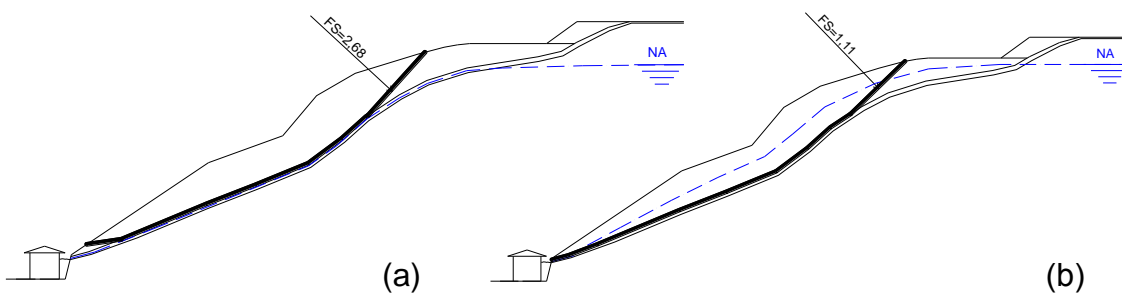
Figura 32 - Fator de segurança para a seção A do talude pelo método do talude finito de Bishop Simplificado



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

A análise da seção A do talude pós-ruptura (Figura 32-a), que considerou o NA na posição normal, gerou um fator de segurança igual a 2,61, o que caracteriza a condição estável da seção do talude. Na análise para o caso de elevação do nível de água (Figura 32-b), o fator de segurança diminuiu para 0,23, fato que indica a condição de ruptura do talude.

Figura 33 - Fator de segurança para a seção B do talude pelo método do talude finito de Bishop Simplificado



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Sendo analisada a seção B, conforme Figura 33, pode-se constatar a condição de talude estável nas duas situações analisadas. Para o NA na posição normal (Figura 33-a), o fator de segurança obtido foi de 2,68. Para a hipótese de uma situação de NA elevado (Figura 33-b), obteve-se fator de segurança de 1,11, o que representa que o talude se manteria estável mesmo em condição adversa, embora com indicativo de segurança relativamente baixo.

Para as análises de fator de segurança do maciço estudado,

considerando o talude infinito, os resultados obtidos estão expostos na tabela 8. Atenta-se para o fato de que a elevação do NA para a seção A corresponde a 90% de sua altura e a elevação da seção B a 50% de sua altura.

Tabela 8 - Resultados de fator de segurança obtidos através do cálculo manual considerando o talude infinito

Seção	Altura (m)	Espessura (m)	FATOR DE SEGURANÇA	
			Umidade Nat.	Elevação NA
A	2,83	2,5	2,99	0,84
B	3,42	3,1	3,08	1,22

Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Para os resultados de fator de segurança que consideram o talude infinito, observa-se que, na nova seção A, obtida após a ruptura, o talude apresenta-se estável nas condições de umidade natural com fator de segurança igual a 2,99. No entanto, elevando-se a posição do NA, supondo que sua subida fosse originada pela eventual ocorrência de chuvas, há significativa queda no fator de segurança para 0,84, indicando a ocorrência de ruptura.

Para a seção B, o fator de segurança na umidade natural igual a 3,08 indica a estabilidade do talude. Já ao considerar a elevação do NA há considerável queda do fator de segurança para 1,22, o que ainda é indício de estabilidade do talude, embora com baixa amplitude de segurança comparado a condição de umidade natural.

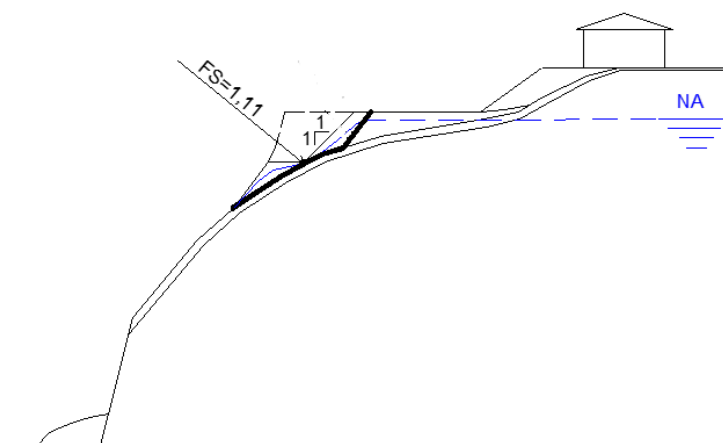
7 MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO VOLTADAS A EVITAR A PROGRESSÃO DA RUPTURA

Segundo os resultados obtidos, pode-se observar que o talude se encontra estável, com fatores de segurança próximos de 3 quando não saturados em ambas as seções analisadas, independente do método de cálculo. Entretanto, uma eventual subida do nível de água, causada por uma forte precipitação, como a ocorrida no episódio da ruptura, conforme os resultados calculados, causaria o colapso da porção remanescente do talude rompido na seção A (Figura 32-b). Além disso, causaria considerável queda no fator de segurança da seção B (Figura 33-b), na qual os valores de FS na faixa de 1,1 a 1,2 indicam que o talude continua estável, porém a margem de segurança se torna muito reduzida. Nessas condições, para se atingir o colapso, o NA deveria subir até o correspondente a 80% da altura da camada.

Importante considerar que para a seção B houve uma extrapolação da estratigrafia do terreno, uma vez que há uma margem de incerteza nas análises devido ao difícil acesso a toda área de abrangência do talude. Se a espessura da camada de argila for consideravelmente maior do que a estimada, conseqüentemente os fatores de segurança pertinentes serão bem menores, podendo ficar abaixo de 1, e vice-versa. Contudo, caso seja considerada uma ordem de grandeza, é possível assumir essa imprecisão com o propósito de realizar uma análise sobretudo qualitativa do problema.

Em relação à seção A, constatou-se que, ao realizar um retaludamento, com a introdução de um platô de 2,5 m de largura a 3,5 m de profundidade em relação ao platô existente e a crista da ruptura, seguindo-se de um talude de escavação com declividade 1H:1V, atinge-se um FS de 1,11 (Figura 34) através do método finito de Bishop Simplificado e de 1,12 calculando pelo método do talude infinito para o novo talude proposto, considerando o NA elevado a aproximadamente metade da espessura da camada de argila.

Figura 34 - Fatores de segurança para seção A, com nova geometria do talude proposta



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

Na seção B, tendo em vista a existência de mata nativa, não é viável que se proponham medidas que envolvam mudanças na geometria do talude. Portanto, nessas condições, as duas seções ficariam em situações semelhantes quanto à estabilidade, ou seja, estáveis, porém com baixos valores de FS quando se discorre de uma eventual subida do NA até metade da altura da camada de argila. Sendo assim, nesse caso, seria imprescindível a introdução de um sistema eficiente de drenagem composto de canaletas e drenos na região da crista do talude, escadarias hidráulicas e dissipadores, com boa manutenção para que o adequado e permanente funcionamento seja garantido de forma a impedir ao máximo a saturação do solo que compõe o maciço estudado.

8 CONCLUSÕES

Tendo sido analisados os resultados obtidos, verificou-se que a saturação do solo que compõe o maciço estudado ocasiona uma queda expressiva na coesão do solo (de 27kPa para 3kPa), ou seja, a coesão efetiva tende a valores muito próximos de zero. Essa imensa diferença entre coesão total e efetiva indica a forte presença de coesão aparente, a qual se explica pela ocorrência da sucção nos solos. Sua perda implica na drástica diminuição da resistência ao cisalhamento do solo estudado. Sendo assim, através das análises de estabilidade, verificou-se que a coesão aparente é um fator determinante para a estabilidade do maciço estudado.

Através das análises realizadas, constatou-se que a provável causa da ruptura do talude estudado foi a subida do NA em função da considerável precipitação pluviométrica num curto período de tempo, num terreno que já se encontrava úmido, agravado pela contribuição do acúmulo de água dos telhados das edificações existentes e ao fato de coexistir no terreno um substrato de baixa permeabilidade em pequena profundidade. Esse fato teria ocasionado a perda da coesão aparente do solo na região saturada com a conseqüente queda da resistência ao cisalhamento, o que foi determinante para a ocorrência da ruptura.

Em caso de uma eventual subida considerável do nível d'água NA na região onde ocorreu a ruptura do talude (seção A), constatou-se que a porção remanescente entrará em colapso gerando assim um aumento da área degradada. Já na seção B, em paralelo ao local da ocorrência da ruptura, através dos estudos, verificou-se que mesmo o NA se elevando até metade da camada de solo, o maciço ainda permaneceria estável, embora apresentasse fatores de segurança relativamente baixos.

Uma mudança na geometria da seção A, seria capaz de elevar o fator de segurança ao nível da seção B, considerando o NA na metade da altura da camada de argila, os quais mesmo baixos, ainda representariam situação de estabilidade. Na seção B, por sua vez, tendo em vista a existência de mata nativa, não são viáveis propostas de solução que envolvam mudanças na geometria do talude.

Considerando que os fatores de segurança finais para ambas as seções em situação com NA até aproximadamente a metade da altura da camada de argila

sejam acima de 1, porém com pouca segurança, é sensato tentar que seja impedida qualquer forma de percolação de água no maciço através da introdução de um sistema de drenagem eficiente, composto de canaletas, drenos, escadarias hidráulicas, dissipadores, assegurando boa manutenção e seu adequado funcionamento durante todo tempo.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Montgomery County, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- _____ NBR 11682: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 2009.
- _____ NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.
- _____ NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.
- _____ NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.
- _____ NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.
- _____ NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- BARATA, Fernando Emmanuel. *Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao projeto de fundações*. Rio de Janeiro: LTC, 1984.
- BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Dados Meteorológicos – Estação Automática de Rio Pardo. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede_estacoes_auto_graf>. Acesso em 14 mai. 2015.
- Brasil. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Mapa de Clima do BRASIL, 2002. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>. Acesso em 29 mai. 2015.
- BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Mapa de Biomas do Brasil, 2004. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/>>. Acesso em 29 mai. 2015.
- CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 1. v.
- CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6. ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 2.v.
- CRAIG, R. F. *Craig : mecânica dos solos*. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

GEO-SLOPE: Análises de estabilidades de taludes. Canada: Geo-slope International. Disponível em: <<http://www.geo-slope.com/>>. Acesso em 14 mai. 2015.

GERSCOVICH, Denise M. S. *Estabilidade de taludes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 2. ed., rev. e ampl. São Paulo: E. Blücher, 1983.

MASSAD, Faiçal. *Obras de terra*. São Paulo: Oficina de Textos, c2003.

OLIVEIRA, Antonio Manoel dos Santos; BRITO, Sérgio Nertan Alves de (Coord.). *Geologia de engenharia*. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. São Paulo: Terratek, 2007.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

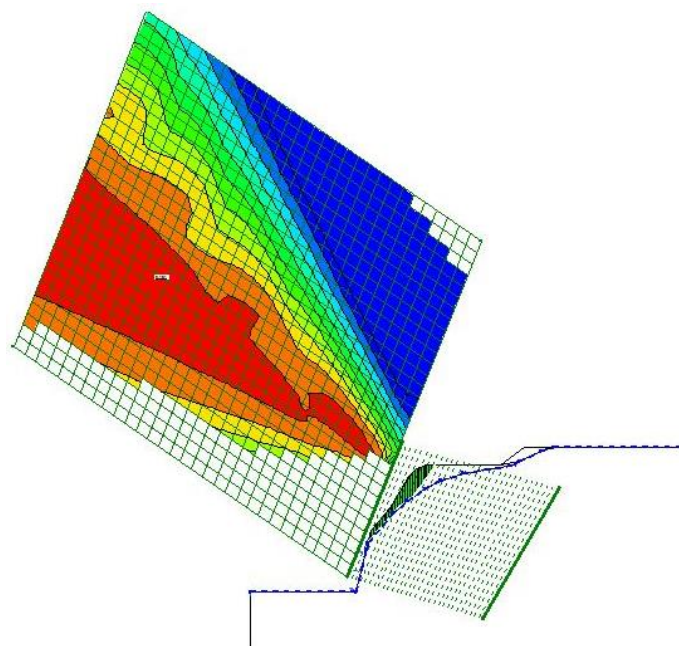
RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG - Secretaria de Orçamento e Gestão RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Mapa Geomorfológico, 2004. Disponível em www.seplag.rs.gov.br/atlas, acesso em 29 mai. 2015.

STRECK, Edemar Valdir et al. *Solos do Rio Grande do Sul*. 2. ed., rev. e ampl. Porto Alegre: EMATER/UFRGS, 2008.

WHITE, Robert Edwin. *Princípios e práticas da ciência do solo: o solo como um recurso natural*. 4. ed. São Paulo: Andrei, 2009.

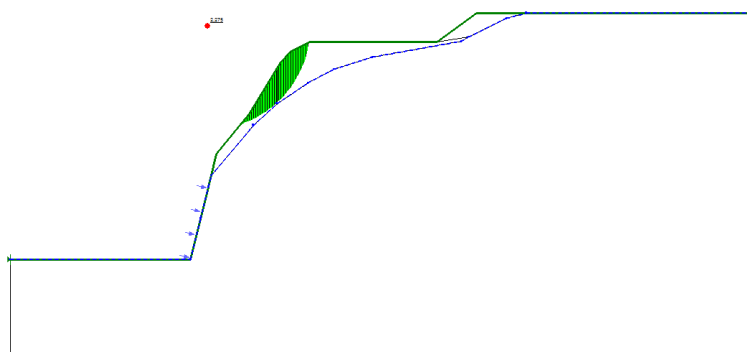
APÊNDICE A – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção A com nível de água na posição normal

Figura 35 - Fator para a superfície de ruptura crítica da seção A (FS = 2,18)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

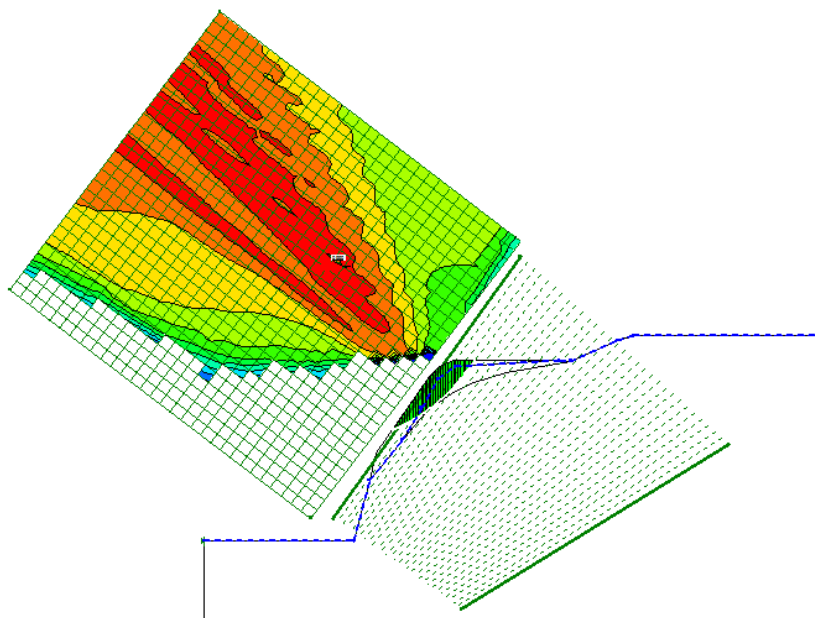
Figura 36 - Fator de segurança para a superfície de ruptura proposta da seção A (FS = 2,27)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

APÊNDICE B – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção A com nível de água elevado

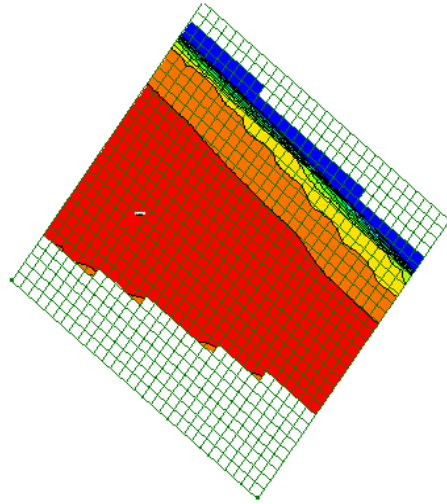
Figura 37 - Fator de segurança da seção A, analisando a posição do NA que levaria à ruptura do talude pela superfície real estimada (FS = 0,99)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

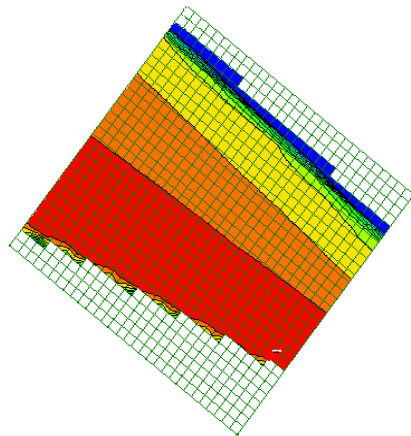
APÊNDICE C – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção A em uma análise da progressão da ruptura

Figura 38 - Fator de segurança da nova seção A, com NA na posição normal (FS = 2,61)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

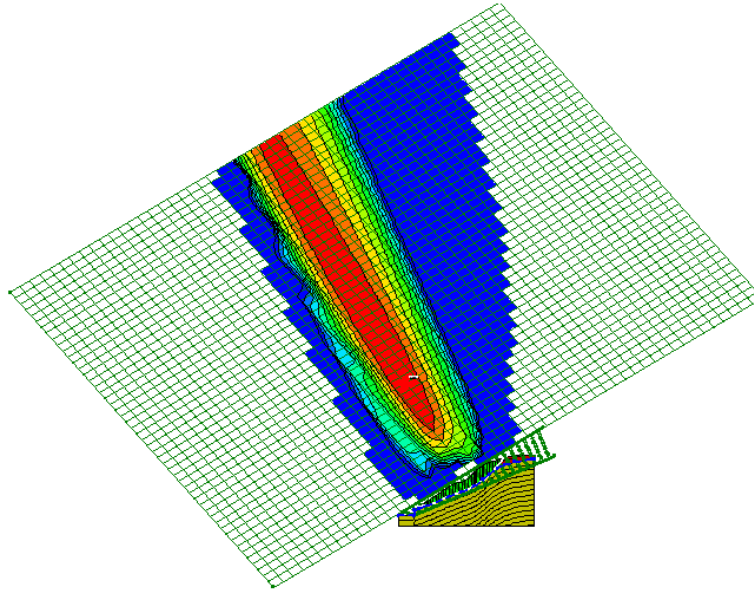
Figura 39 - Fator de segurança da nova seção A, com NA na posição elevada (FS=0,23)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

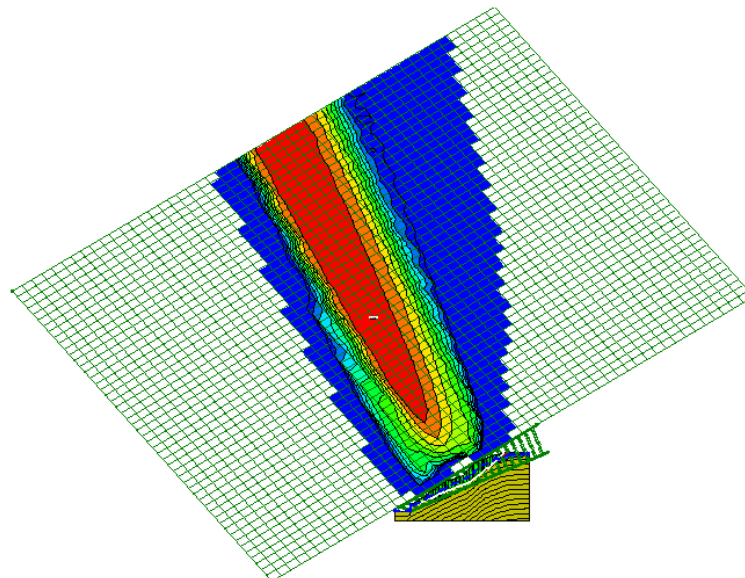
APÊNDICE D – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W para a seção B em uma análise da progressão da ruptura

Figura 40 - Fator de segurança para a seção B do talude considerando o NA na posição normal (FS=2,68)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

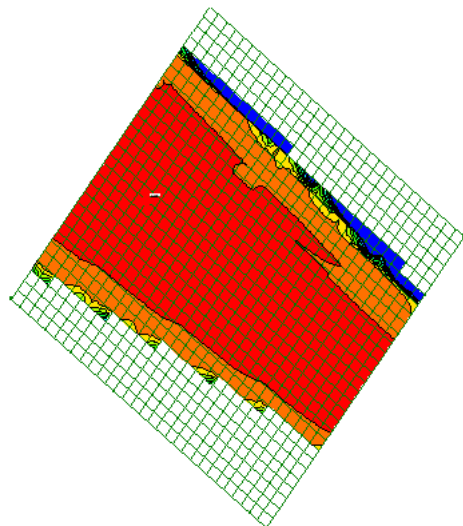
Figura 41 - Fator de segurança para a seção B do talude considerando o NA na posição elevada (FS=1,11)



Fonte: Arquivo do autor, 2015.

**APÊNDICE E – Fatores de segurança gerados pela ferramenta Slope/W
para o retaludamento proposto**

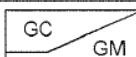
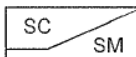
**Figura 42 - Fator de segurança para o retaludamento considerando o NA
na posição elevada - pior situação (FS=1,11)**

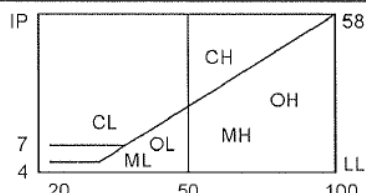


Fonte: Arquivo do autor, 2015.

ANEXO A - Sistema de Classificação Unificado

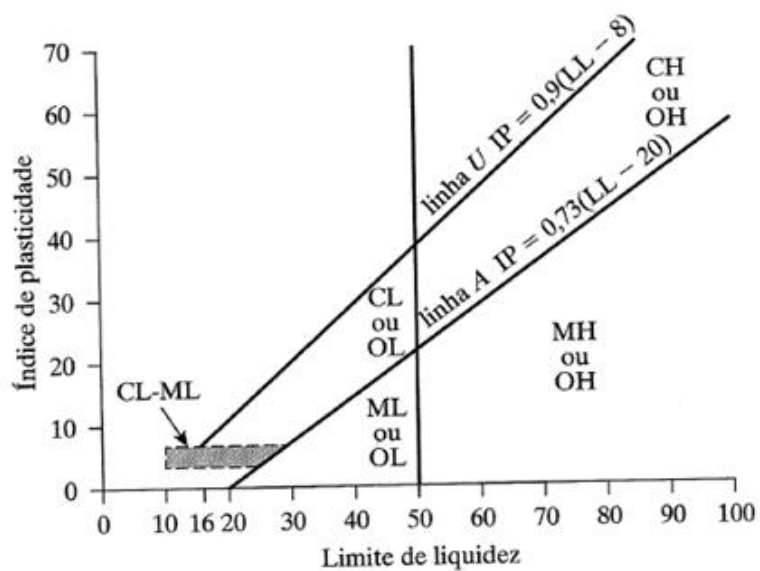
Figura 43 - Esquema de Classificação S.U.C.S

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		% P #200 > 12	GC  GM
	S > G : S	5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.
		% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
		% P #200 > 12	SC  SM
	5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.	

% P #200 > 50	C	CL	
		CH	
	M	ML	
		MH	
	O	OL	
		OH	

Fonte: Pinto, 2006.

Figura 44 - Ábaco "Linha a" classificação SUCS



Fonte: Das, 2011.

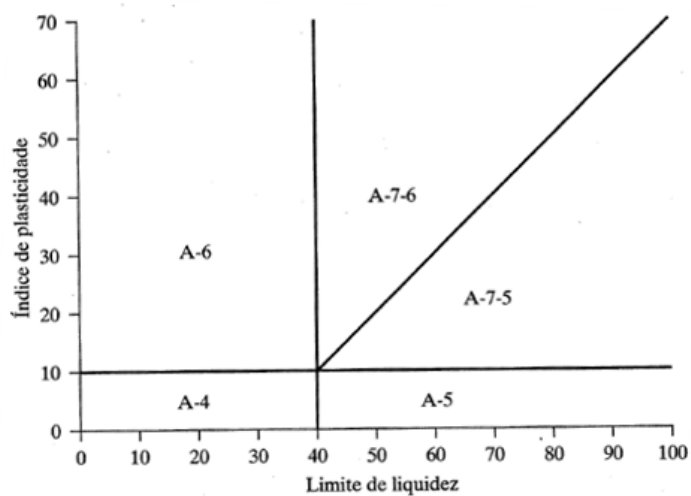
ANEXO B - Esquema de classificação H.R.B (AASHTO)

Figura 45 - Tabela Classificação H.R.B. (AASHTO)

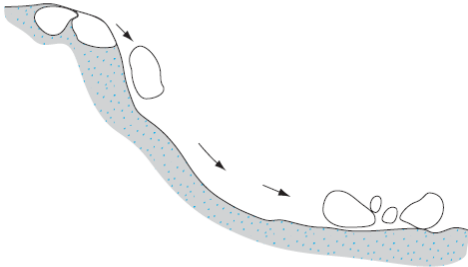
% P #200 < 35		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
	A-1a	< 50	< 30	< 15	< 6
	A-1b		< 50	< 25	< 6
	A-3		> 50	< 10	NP
A-2					
% P #200 > 35	A-4				

Fonte: Pinto, 2006.

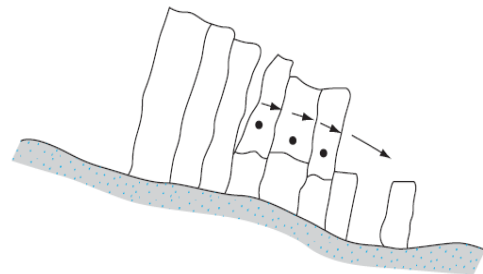
Figura 46 - Ábaco classificação H.R.B.



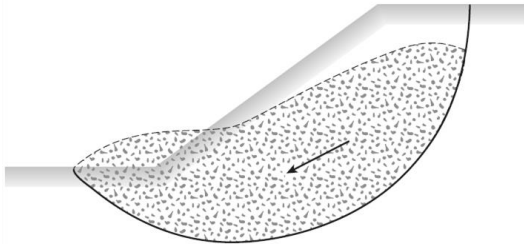
Fonte: Das, 2011.

ANEXO C - Modos de ruptura em taludes**Figura 47 - Queda**

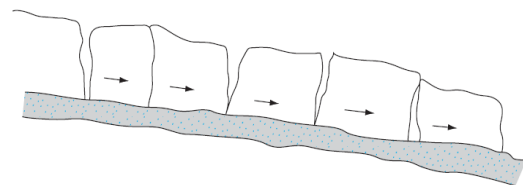
Fonte: Das, 2011.

Figura 48 - Tombamento

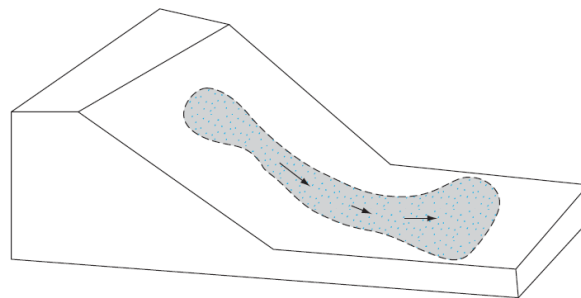
Fonte: Das, 2011.

Figura 49 - Deslizamento

Fonte: Das, 2011.

Figura 50 - Expansão lateral

Fonte: Das, 2011.

Figura 51 - Escoamento

Fonte: Das, 2011.

ANEXO D - Fator de segurança conforme a norma

Tabela 9 - Grau de segurança esperado

Vidas Humanas	
Grau de segurança	Critérios
Alto	- Áreas urbanas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edifícios públicos, residenciais e industriais, escolas, hospitais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. - Ferrovias. Rodovias de tráfego intenso.
Médio	- Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. - Rodovias de tráfego moderado.
Baixo	- Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. - Rodovias de tráfego baixo.
Perdas materiais e ambientais	
Grau de segurança	Critérios
Alto	- Propriedades: Locais junto a propriedades de alto valor histórico, social ou aquisitivo, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. - Dano ambiental: Locais sujeitos a acidentes com dano ambiental elevado, como junto a oleodutos, barragens de rejeito, fábricas de produtos tóxicos e outras.
Médio	- Propriedades: Locais junto a propriedades de valor médio. - Dano ambiental: Locais sujeitos a acidentes com dano ambiental moderado.
Baixo	- Propriedades: Locais junto a propriedades de valor baixo. - Dano ambiental: Locais sujeitos a acidentes com dano ambiental baixo.

Fonte: adaptado NBR 11682:2009.

Tabela 10 - Fator de segurança

Grau de segurança Perdas materiais e ambientais	Grau de segurança Perdas de vida		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,4	1,3
Médio	1,4	1,3	1,2 (*)
Baixo	1,4	1,3	1,1

(*) A adoção de fatores de segurança iguais ou inferiores a 1,2 só será permitida quando os parâmetros de resistência do solo puderem ser confirmados por retroanálise, para as condições mais desfavoráveis de poro-pressão.

Fonte: adaptado NBR 11682:2009.