



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ARTHUR VINÍCIUS FREIRE SILVA RAMOS

**ANÁLISE E PROPOSTA DE BAIXO CUSTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE
NO BAIRRO SÃO JOSÉ EM JOÃO PESSOA-PB – ESTUDO DE CASO**

João Pessoa
2023

ARTHUR VINÍCIUS FREIRE SILVA RAMOS

**ANÁLISE E PROPOSTA DE BAIXO CUSTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE
NO BAIRRO SÃO JOSÉ EM JOÃO PESSOA-PB – ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso Engenharia Civil do Centro
de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba,
Campus João Pessoa, como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

João Pessoa

2023

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

R175a Ramos, Arthur Vinícius Freire Silva.

Análise e proposta de baixo custo para estabilização de talude no bairro São José em João Pessoa-PB - estudo de caso / Arthur Vinícius Freire Silva Ramos. - João Pessoa, 2023.

106 f. : il.

Orientação: Fábio Lopes Soares.
TCC (Graduação) - UFPB/CT.

1. CONTENÇÃO. 2. DESLIZAMENTO DE MASSA. 3. ESTABILIDADE DE TALUDES. 4. RETALUDAMENTO. 5. RETROANÁLISE. I. SOARES, FÁBIO LOPES. II. TÍTULO.

UFPB/CT/BSCT

CDU 624(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

ARTHUR VINÍCIUS FREIRE SILVA RAMOS

ANÁLISE E PROPOSTA DE BAIXO CUSTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE NO BAIRRO SÃO JOSÉ EM JOÃO PESSOA-PB – ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso em 16/06/2023 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Fábio Lopes Soares APROVADO
Fábio Lopes Soares (Orientador)
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Clovis Dias APROVADO
Clovis Dias
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Paulo Germano Toscano Moura APROVADO
Paulo Germano Toscano Moura
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Pablo Brilhante de Souza
Matrícula Siape: 1483214
Coordenador do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

Foi uma longa jornada ao decorrer do curso de engenharia civil, culminando na finalização deste trabalho, caminho este cheio de altos e baixos, muito estudo, dedicação e oração. E hoje já na reta final olho para trás e vejo na minha jornada tantas pessoas que conheci, tantas histórias criadas, que marcam de forma positivamente minha vida. Dessa forma, com muito carinho dedico meus agradecimentos. Eu agradeço a Deus por me ter dado tantas oportunidades e coragem para seguir em frente.

Aos meus pais, Jorge e Érica, por terem me apoiado e acreditado em mim a todo momento, sem eles hoje não estaria aqui.

Aos meus irmãos, Álvaro e Maria Clara, cada um me ajudou em alguma parte dessa caminhada.

Aos meus avós maternos, Josias Carlos e Maria Zilda, que me ajudaram muito durante toda a minha caminha, a qual tem imenso apreço, estes sempre diziam que queriam me ver formado e hoje tem a graça de Deus.

Aos meus avós paternos, Alzira e falecido Martinho, estes carrego no meu coração, meu avô hoje não está aqui, mas lá do Céu ele torce por mim.

Aos meus tios, primos e primas, por sempre me motivarem.

A todos os meus amigos(as) que se fosse para colocar nomes não existira páginas para colocar o nome de cada um.

Ao meu orientador por ter me ajudado e acreditado na minha capacidade.

A todos os professores(as) que me passaram conhecimento.

A Defesa Civil de João Pessoa por ter dado apoio durante toda a realização deste trabalho.

Aos Técnicos do laboratório de solos da UFPB por terem colaborado para realização deste trabalho.

A Geovanna, a qual conheci durante o curso, por ter sempre estado ao meu lado e sempre me impulsionado para frente e ter dado sabor a esse curso.

Quero deixar essa mensagem em especial a todos os leitores;

“Quem tem alguém que te ama nessa terra cuide bem dela, pois o amor dar frutos quando é regado, regue-a com muito carinho, amor, perdão e fé. A quem achar que não tem pessoas que a amem, saiba que Deus a ama, preservem sempre seu relacionamento com Ele.”

RESUMO

A ocupação desordenada de encostas e morros pela população em situação de vulnerabilidade socioeconômica tem causado mudanças na vegetação e topografia desses locais, a qual poderá acelerar a ocorrência de movimentos de massa, acarretando perdas materiais e humanas. Apesar de existirem tecnologias e soluções de estabilidade de taludes disponíveis, muitas vezes elas são inacessíveis para as comunidades em áreas de risco, devido aos altos custos envolvidos e falta de investimentos dos Poderes Públicos. O presente estudo foi realizado no bairro São José, localizado na cidade de João Pessoa-PB, o solo envolvido é da Formação Barreiras analisado geológica e geotecnicamente. Atualmente a encosta apresenta em um trecho, a ocorrência de movimento de massa sazonal ativo, agravado nos períodos de altos índices pluviométricos. Objetiva-se analisar a estabilidade da encosta nas condições naturais e realizar uma retroanálise para a situação de desencadeamento do movimento de massa. Como proposta estabilizante os resultados constata a necessidade e viabilidade da adoção do retaludamento, em conjunto com obras de drenagem superficial e adoção de proteção vegetal através do capim Vetiver como ações estabilizadoras com finalidade de garantir a segurança dos moradores da região.

Palavras-chave: Contenção; deslizamento de massa; estabilidade de taludes; retaludamento; retroanálise.

ABSTRACT

The disorderly occupation of slopes and hills by socioeconomically vulnerable populations has caused changes in vegetation and topography in these areas, which can accelerate the occurrence of mass movements, resulting in material and human losses. Although there are available technologies and slope stability solutions, they are often inaccessible to communities in high-risk areas due to high costs and lack of investment from public authorities. This study was conducted in the São José neighborhood, located in João Pessoa, Paraíba. The soil involved belongs to the Barreiras Formation and has been analyzed geologically and geotechnically. Currently, a section of the slope experiences active seasonal mass movement, aggravated during periods of high rainfall. The objective is to analyze the slope stability under natural conditions and perform a back analysis for the triggering of the mass movement. As a proposed stabilization measure, the results indicate the necessity and feasibility of adopting slope flattening, along with surface drainage works and the implementation of vegetative protection using Vetiver grass as a stabilizing action to ensure the safety of the residents in the region.

Keywords: Retaining wall; mass movement or landslide; slope stability; slope flattening or slope reprofiling; back analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - mapa de localização João Pessoa - PB.....	16
Figura 2 - movimento de queda do solo	19
Figura 3 - movimento de tombamento	19
Figura 4 - escorregamento planar	20
Figura 5 - escorregamento rotacional	21
Figura 6 - de escorregamento em cunha.....	21
Figura 7 - deslizamento em corrida	22
Figura 8 - movimento de rastejo.....	23
Figura 9 - sistema brasileiro de classificação de solos	24
Figura 10 - classificação dos solos de João Pessoa	25
Figura 11 - Argilossolo.....	26
Figura 12 - Espodossolos.....	26
Figura 13 - Organossolo	27
Figura 14 - Neossolos	28
Figura 15 - normal climatológica João Pessoa 1991 - 2020.....	28
Figura 16 - mapa de espacialização dos impactos hidrometeoricos deflagradores de deslizamento do município de João Pessoa por período	31
Figura 17 - esquema de retaludamento com proteção superficial e microdrenagem	34
Figura 18 - execução errada de aterro	35
Figura 19 - revestimento superficial com gramíneas.....	37
Figura 20 - revestimento com gramíneas com telas geossintéticas e metálicas	38
Figura 21 - revestimento superficial cimentado	39
Figura 22 - revestimento com tela argamassada.....	40
Figura 23 - revestimento com pano de pedra	40
Figura 24 - revestimento emergencial com lona sintética	41
Figura 25 - esquema do sistema de drenagem superficial	43
Figura 26 - trincheira drenante	44
Figura 27 - componentes do barbacã.....	45
Figura 28 - sistema de drenagem a montante da contenção	46
Figura 29 - contenção solo-cimento em patamar.....	47
Figura 30 - esquema de muro de concreto armado.....	48
Figura 31 - esquema de contenção através de solo-pneu.....	49

Figura 32 - fases de execução da contenção com solo grampeado	50
Figura 33 - esquema de contenção com solo autoenvelopado com geossintético	50
Figura 34 - esquema de contenção de terra armada com placa pré-moldada de concreto utilizando ancoragem metálica ou geossintética	51
Figura 35 - esquema construtivo de contenção com solo reforçado com paramento de pré-moldado	52
Figura 36 - esquema de proteção com barreira vegetal	53
Figura 37 - esquema de proteção com muro de espera.....	54
Figura 38 - mapa de localização do bairro São José.....	55
Figura 39 – expansão da ocupação do bairro São José no período de 1968 -1983	56
Figura 40 – manchete de jornal sobre o primeiro deslizamento no São José.....	57
Figura 41 - mapa de risco do São José	58
Figura 42 - localização do talude de estudo	58
Figura 43 - trinca no topo do talude	59
Figura 44 - instrumentada da trinca por meio de fissurometros	60
Figura 45 - resultado da curva granulométrica das amostras	64
Figura 46 – aparelho Casagrande para execução do ensaio de Limites de Consistência	66
Figura 47 - resultado limite de liquidez amostra 1	67
Figura 48 - resultado limite de liquidez amostra 2	67
Figura 49 - execução do ensaio de limite de plasticidade	68
Figura 50 - resultados dos ensaios de limites do solo - LL e LP.....	69
Figura 51 - relação entre LL, IP e características dos solos.	69
Figura 52 - resultado do ensaio de compactação.....	70
Figura 53 - execução do ensaio de cisalhamento direto	71
Figura 54 – perfil do relevo do talude de estudo	73
Figura 55 - resultados da análise no cenário 1: solo saturado para a condição retroanalizada.	74
Figura 56 - resultados da análise no cenário 2: condição natural do solo	74
Figura 57 - perfil de corte e aterro para obra de retaludamento	76
Figura 58 - perfil do retaludamento.....	77
Figura 59 - resultados da análise do retaludamento para o cenário 1: solo saturado para as condições encontradas na retroanálise.....	77
Figura 60 - resultados da análise do retaludamento para o cenário 2: solo natural	78
Figura 61 – vista em perspectiva isométrica do projeto de retaludamento	80
Figura 62 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico.....	86

Figura 63 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico.....	87
Figura 64 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico.....	87
Figura 65 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico.....	88
Figura 66 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico.....	88
Figura 67 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico.....	89
Figura 68 - coleta das amostras indeformadas.....	90
Figura 69 - amostra indeformada.....	90
Figura 70 - amostra deformada.....	91
Figura 71 - amostra indeformada.....	91
Figura 72 - resultado da curva granulométrica da amostra 1	94
Figura 73 - resultado da curva granulométrica da amostra 2	96
Figura 74 - resultado limite de liquidez amostra 1	97
Figura 75 - resultado limite de liquidez amostra 2	98
Figura 76 - resultado do ensaio de compactação.....	99
Figura 77 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 1 – solo natural	100
Figura 78 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 2 – solo natural	101
Figura 79 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 3 – solo inundado.....	101
Figura 80 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 4 – aterro compactado inundado	102
Figura 81 - Qr Code para acessar as imagens do trabalho com mais detalhes.....	103
Figura 82 - relatório de sondagem próxima ao talude de estudo.....	105

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 - caracterização dos movimentos de massa (continua).....	17
Tabela 2 - ocorrências causadas pelos impactos hidrometeoricos em João Pessoa de 1983 - 2016.....	30
Tabela 3 - danos humanos causado pelos impactos hidrometeoricos em João Pessoas de 1983 - 2016.....	30
Tabela 4 - tipos de obras estabilizadoras de encostas (continua)	32
Tabela 5 - obras de drenagem em taludes.....	42
Tabela 6 - correlação N_{spt} com peso específico para solos argilosos.....	61
Tabela 7 - correlação N_{spt} com peso específico para solos arenosos	61
Tabela 8 - resultado das frações granulométricas das amostras	64
Tabela 9 - resultado do ensaio de densidade real das amostras.....	65
Tabela 10 - classificação do solo segundo a plasticidade.....	68
Tabela 11 - resultados do ensaio de cisalhamento direto	71
Tabela 12 - resultados do solo por meio das correlações com parâmetros da sondagem SPT.....	72
Tabela 13 - parâmetros adotados de ângulo de atrito, coesão e peso específico	73
Tabela 14 - resultados da análise do talude	74
Tabela 15 - fatores de segurança mínimos para deslizamentos NBR – 11682/2009	75
Tabela 16 - resultados da análise do retaludamento	78
Tabela 17 - resultados da granulometria amostra 1	92
Tabela 18 - resultados da granulometria amostra 2	94
Tabela 19 - resultado dos limites de Atterberg amostra 1	96
Tabela 20 - resultado dos limites de Atterberg amostra 2	97
Tabela 21 - resultados do ensaio de compactação.....	98

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	JUSTIFICATIVA	15
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	Objetivo geral	15
1.2.2	Objetivos específicos	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	16
2.2	TIPOS DE MOVIMENTO DE MASSA.....	17
2.2.1	Quedas.....	18
2.2.2	Tombamentos	19
2.2.3	Escorregamentos.....	20
2.2.4	Corridas	22
2.2.5	Rastejo.....	22
2.3	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	23
2.3.1	Argissolo.....	25
2.3.2	Espodossolos	26
2.3.3	Organossolos.....	27
2.3.4	Neossolos	27
2.4	CARACTERIZAÇÃO DAS CHUVAS EM JOÃO PESSOA	28
2.5	ÁREAS DE RISCO DA CIDADE.	29
3	TIPOS DE CONTENÇÃO (ESTRUTURANTES E NÃO ESTRUTURANTE) DE BAIXO CUSTO.	32
3.1	OBRAS SEM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (NÃO ESTRUTURANTES)	32
3.1.1	Retaludamento	34
3.1.2	Proteção Superficial com Materiais Naturais	35
3.1.2.1	Revestimento com Gramíneas	36
3.1.2.2	Revestimento com Gramíneas com Telas Geossintéticas e Metálicas	37

3.1.3	Proteção Superficial Com Materiais Artificiais	38
3.1.3.1	Revestimento Cimentado	38
3.1.3.2	Revestimento com Tela Argamassada	39
3.1.3.3	Revestimento com Pano de Pedra ou Lajota.....	40
3.1.3.4	Revestimento com Lonas Sintéticas	41
3.1.4	Obras de Drenagem	41
3.1.4.1	Obras de Drenagem Superficial	43
3.1.4.2	Obras de Drenagem Subterrânea	44
3.1.4.3	Obras de Drenagem de Estrutura de CONTENÇÃO	45
3.2	OBRAS COM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (ESTRUTURANTES).....	46
3.2.1	Muros de Arrimo	46
3.2.1.1	Muros de Solo-Cimento Ensacado.....	47
3.2.1.2	Muro de Concreto Armado	48
3.2.1.3	Muro de Solo-Pneu	49
3.2.2	Contenção com Solo Grampeado	49
3.2.3	Contenção com Solo Reforçado com Geossintético	50
4	OBRAS PARA PROTEÇÃO DE MASSA MOVIMENTADA	53
4.1	PROTEÇÃO COM BARREIRA VEGETAL	53
4.2	PROTEÇÃO COM MURO DE ESPERA.....	54
5	METODOLOGIA.....	55
5.1	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL.....	55
5.2	TALUDE DE ESTUDO	57
5.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	59
5.4	INSTRUMENTAÇÃO	60
5.5	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS UTILIZANDO CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DA SONDAGEM SPT	60
5.6	SOFTWARES UTILIZADOS.....	62

6	RESEULTADOS E ANÁLISES.....	63
6.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	63
6.2	RESULTADOS DO SOLO POR MEIO DA CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DA SONDAGEM SPT	72
6.3	MODELAGEM DO TALUDE ATRAVÉS DA RETROANÁLISE	72
6.4	PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO	75
7	CONCLUSÃO.....	81
	REFERÊNCIAS.....	82
	APÊNDICES	86
	ANEXOS.....	104

1 INTRODUÇÃO

O presente estudo tem como objetivo discutir soluções de estabilidade de taludes de baixo custo em áreas de risco em João Pessoa, uma vez que a expansão desordenada dos grandes centros urbanos nas últimas décadas, em decorrência do êxodo rural, tem levado a população em situação de vulnerabilidade socioeconômica a procurar áreas de moradia em encostas e morros. Esse fenômeno tem causado mudanças na vegetação e topografia desses locais, devido a ações antrópicas.

Nesse cenário, atualmente existem 27 áreas localizadas em zonas de risco associadas a deslizamentos de encostas. na cidade de João Pessoa, capital do estado da Paraíba, de acordo com informações fornecidas pela Coordenadoria Municipal de Proteção da Defesa Civil de João Pessoa (COMPDEC-JP).

Com a finalidade de abordar a problemática da falta de soluções acessíveis e eficazes para a estabilização de taludes em áreas de risco na cidade de João Pessoa, este trabalho justifica-se pela importância da pesquisa de soluções de baixo custo. A maioria das áreas de risco estão localizadas em comunidades carentes, que não possuem recursos financeiros para arcar com soluções complexas e dispendiosas. Além disso, a adoção de soluções de baixo custo podem reduzir significativamente o risco de acidentes causados por deslizamentos de massa, salvando vidas e preservando o patrimônio público e privado (ALHEIROS *et al*, 2003; MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2006). Diante disso, é fundamental encontrar alternativas acessíveis e eficazes para a estabilização de taludes em áreas de risco, a fim de mitigar os efeitos negativos da ocupação desordenada dessas áreas e promover o desenvolvimento sustentável dessas comunidades e da cidade como um todo.

Nesse contexto, o presente trabalho tem a finalidade de analisar a estabilidade do talude e propor uma solução de baixo custo com segurança para área de risco da região de estudo. De forma mais específica, buscou-se discutir os principais fenômenos deflagradores, analisar os tipos de deslizamentos e apresentar soluções de baixo custo de contenção. A metodologia utilizada compreendeu-se por visitas de campo, ensaios de laboratório e pesquisas a partir de uma revisão bibliográfica para levantamento das soluções existentes no mercado, bem como uma análise de viabilidade técnica e econômica dessas soluções, para aplicação na região de estudo no bairro do São José.

1.1 JUSTIFICATIVA

A falta de recursos financeiros impede, muitas vezes, a adoção de medidas de prevenção e contenção de taludes em áreas de risco. Além disso, muitas das soluções disponíveis são complexas e demandam um alto investimento financeiro, o que dificulta a sua implementação.

A pesquisa de soluções de baixo custo para estabilidade de taludes é importante por vários motivos. Uma vez que, a maioria das áreas de risco estão localizadas em comunidades carentes, que não possuem recursos financeiros para arcar com soluções complexas e dispendiosas. Ademais, a adoção de medidas estabilizantes de baixo custo podem reduzir significativamente o risco de acidentes causados por deslizamentos de massa, salvando vidas e preservando o patrimônio público e privado.

É crucial salientar que o desenvolvimento de soluções de estabilidade de taludes de baixo custo está alinhado com a busca pela sustentabilidade e pelo desenvolvimento social. A implementação dessas soluções podem gerar empregos e estimular a economia local, além de contribuir para a redução do impacto ambiental causado pelos deslizamentos de encosta.

Com a execução da obra estabilizadora, os riscos de deslizamento na região iram diminuir, proporcionando segurança à população do bairro São José, que mora próximo ao pé da barreira.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 **Objetivo geral**

Analisar a estabilidade do talude, localizado no bairro São José, João Pessoa – PB, e propor uma solução de baixo custo com segurança para área de risco da região de estudo.

1.2.2 **Objetivos específicos**

- Discutir os principais fenômenos deflagradores para a região;
- Analisar o tipo de deslizamento;
- Analisar o tipo de solo;
- Apresentar uma solução de baixo custo.

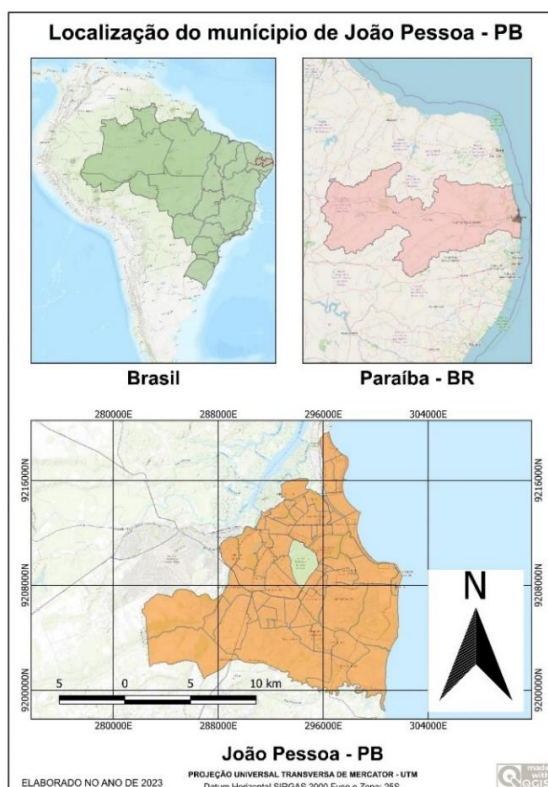
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 CARACTERIZAÇÃO DA CIDADE

João Pessoa é a capital do estado da Paraíba, situada na região mais oriental das Américas, com uma latitude sul de 07°06'54" e uma longitude oeste de 34°51'47", no Nordeste do Brasil, Figura 1. A cidade é classificada como uma das cidades mais antigas do país, foi fundada à margem direita do rio Sanhauá em 05 de agosto de 1585, pelo nome de Nossa Senhora das Neves, que posteriormente no ano 1930 viria a ser chamada pelo nome atual, João Pessoa. Com uma área territorial segundo o IBGE de aproximadamente 210 km², de acordo com último censo do ano 2010, possui 817 mil habitantes.

No aspecto social, João Pessoa apresenta um IDH (Índice de Desenvolvimento Humano) considerado alto, com valor de 0,763 de acordo com o IBGE 2010, o que a coloca em 16º lugar entre as capitais brasileiras em termos de desenvolvimento humano, marca essa que atrai turistas com mais intensidade a cada ano, favorecendo o desenvolvimento regional. No entanto, a cidade ainda enfrenta desafios como a desigualdade social, com uma parcela significativa da população vivendo em condições precárias.

Figura 1 - mapa de localização João Pessoa - PB



Fonte: Próprio autor

2.2 TIPOS DE MOVIMENTO DE MASSA

O movimento de massa é um fenômeno natural que se refere ao deslocamento de grandes quantidades de solo, rocha, detritos ou outros materiais em encostas ou taludes. Esses movimentos podem ocorrer de diversas formas, como deslizamentos, quedas, escorregamentos, entre outros, e são causados por vários fatores, como chuvas intensas, terremotos, erosão, entre outros.

O movimento de massa pode ter efeitos significativos sobre o meio ambiente e as pessoas, podendo causar prejuízos econômicos, destruição de propriedades e perda de vidas. Por isso, a prevenção e controle desses movimentos são importantes para a segurança das áreas afetadas.

No referente trabalho para a identificação e análise de deslizamentos, o estudo em questão adotou os principais métodos propostos por Augusto Filho (1992), ao qual separa os tipos de movimentos em quatro grupos, exemplificado na Tabela 1:

Tabela 1 - caracterização dos movimentos de massa (continua)

Processos	Características do movimento, material e geometria
RASTEJO	Vários planos de deslocamento (internos); Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade: Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes: Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada: Geometria indefinida.
ESCORREGAMENTO	Poucos planos de deslocamentos (externos); Velocidades médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material: Geometria e materiais variáveis: - Planares: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza: - Circulares: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas: - Cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza.
QUEDA	Sem planos de deslocamento; Movimentos tipo queda livre ou plano inclinado;

Tabela 1 - caracterização dos movimentos de massa (conclusão)

Processos	Características do movimento, material e geometria
QUEDA	Velocidades muito altas (vários m/s): Material rochoso; Pequenos a médios volumes: Geometria variável: lascas, placas, blocos e et.; - Rolamento de matacão; - Tombamento.
CORRIDA	Muitas superfícies de deslocamento: Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; Desenvolvimento ao longo das drenagens; Velocidades médias a altas: Mobilização de solo, rocha, detritos e água; Grandes volumes de material: Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

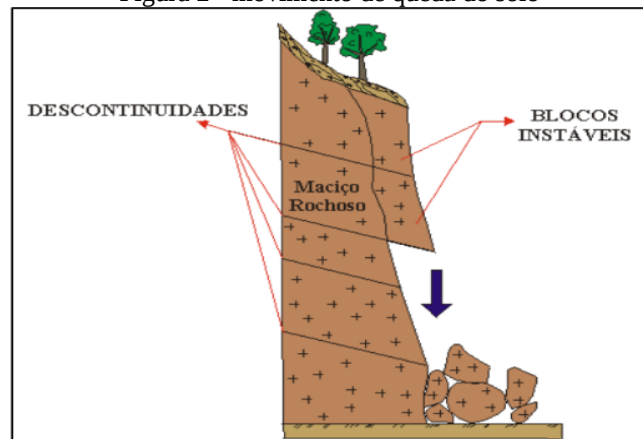
Fonte: Adaptado Augusto Filho, 1992

2.2.1 QUEDAS

O movimento de massa do tipo queda ocorre com os desprendimentos de solos ou rochas, em penhascos ou planos inclinados, ao qual Segundo Guimarães *et al.* (2008), áreas onde ocorre esse tipo de movimento de massa, é comum a presença de fraturas nas paredes rochosas ou desgaste na base da encosta, o que leva à queda livre da parte superior por ação da gravidade, Figura 2.

Esse movimento de acordo com Augusto Filho (1992), ocorrem em velocidades muito elevadas, muitas vezes alcançando vários metros por segundo, e sua geometria pode variar entre placas, lascas e blocos.

Figura 2 - movimento de queda do solo



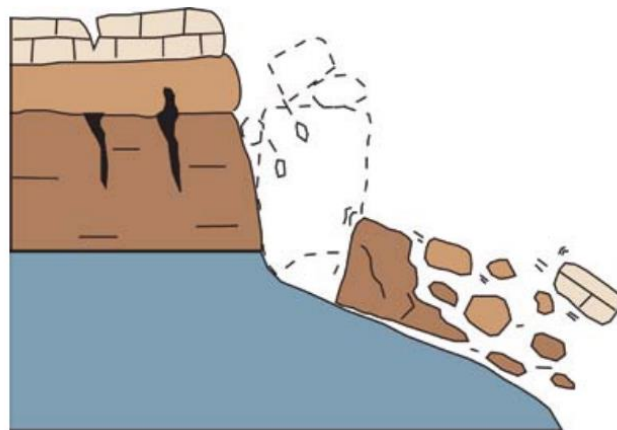
Fonte: Tominaga, 2007

2.2.2 TOMBAMENTOS

Segundo Augusto Filho (1992), o movimento de tombamento é uma subclassificação queda. O movimento de tombamento é um tipo de movimento de massa que ocorre quando blocos de solo ou rochas com perfis subverticais giram em torno de um ponto localizado abaixo do centro de gravidade, Figura 3. Segundo Highland *et al.* (2008), esse tipo de movimento é geralmente desencadeado pela ação da água, que infiltra nos planos de fraqueza do solo ou das rochas, enfraquecendo sua estrutura e causando instabilidade.

O movimento de tombamento pode ocorrer em diferentes velocidades, variando de muito lento a muito rápido, e pode ser um processo contínuo ou abrupto. Alguns fatores que influenciam a ocorrência desse movimento incluem a inclinação do terreno, o tipo de solo ou rocha envolvido e a quantidade de água presente no local.

Figura 3 - movimento de tombamento



Fonte: USGS, 2008

2.2.3 ESCORREGAMENTOS

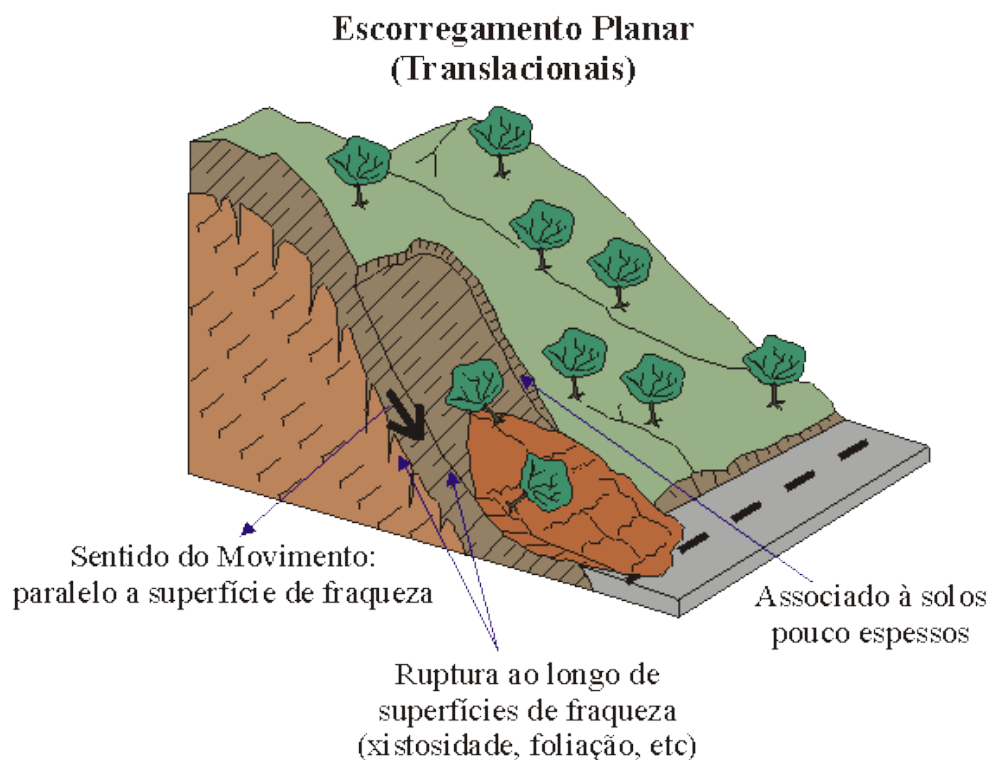
O movimento de escorregamento pode ocorrer em diferentes velocidades, variando de muito lento a muito rápido, e pode ser um processo contínuo ou abrupto.

De acordo com Augusto Filho (1992), os escorregamentos ou slides são movimentos acelerados de massas que possuem um volume bem definido e cujo centro de gravidade se desprende para baixo e para fora da encosta. Esse tipo de movimento é caracterizado por ter uma duração moderadamente curta.

Esse tipo de movimento pode ser desencadeado por vários fatores, como chuvas intensas, saturação do solo, atividade sísmica, ações antrópicas entre outros. Os movimentos de escorregamento são classificados de acordo com a zona de ruptura em três grupos, planares, rotacionais e de cunha, descritos a baixo.

O escorregamento planar é definido como um tipo de movimento de massa em que a superfície de ruptura apresenta-se de forma plana, estando relacionada com as zonas de fraquezas do solo, Figura 4. Esse tipo de movimento pode ocorrer em taludes com inclinações menores e, dependendo do comprimento do perfil do talude, pode atingir grandes distâncias.

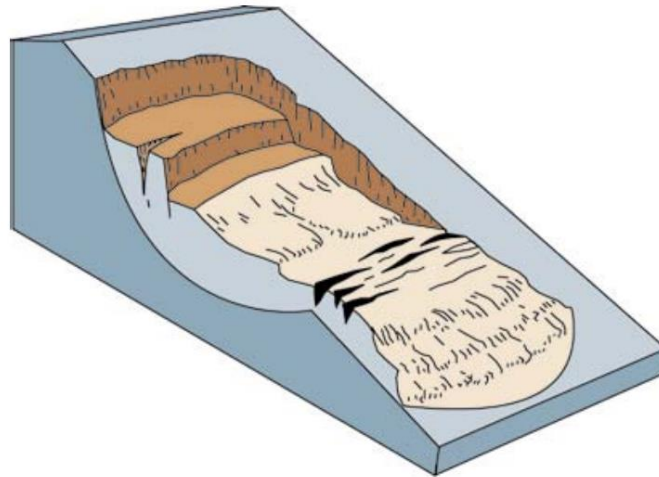
Figura 4 - escorregamento planar



Fonte: Infanti Jr. e Fornasari Filho, 1998, *apud* Bezerra, 2013

O movimento de escorregamento rotacional é caracterizado por uma superfície de ruptura circular e é comumente observado em aterros, solos e materiais homogêneos com grande espessura, Figura 5. Em comparação com o escorregamento planar, sua extensão é geralmente menor.

Figura 5 - escorregamento rotacional

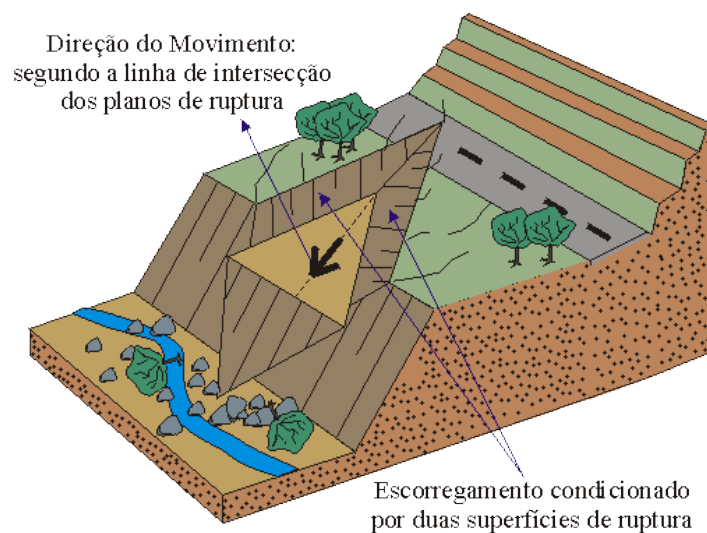


Fonte: USGS, 2008

O movimento de cunha é caracterizado pela sua superfície de ruptura, que ocorre ao longo do eixo formado pela intersecção de duas estruturas planares. Esse tipo de escorregamento movimenta o material em forma de prisma, Figura 6.

Figura 6 - de escorregamento em cunha

Escorregamento em Cunha



Fonte: Cruden e Varnes, 1996, *apud* Cavalcanti, 2017

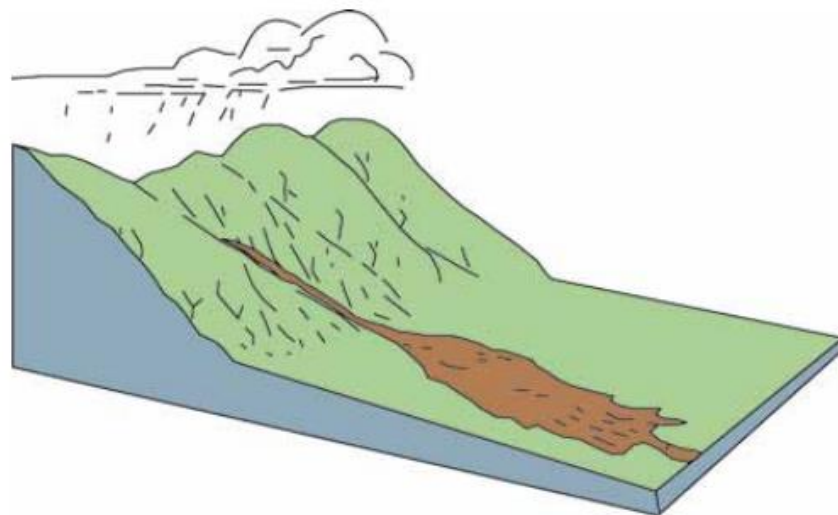
2.2.4 CORRIDAS

O movimento de corrida é caracterizado por ser um movimento de grande velocidade e com um grande potencial destrutivo. Tem como origem diretamente ligada à chuva, fazendo que o solo fique saturado e o ângulo de atrito caia significativamente, esse processo faz parte da dinâmica natural de evolução de encostas, podendo ocorrer repetidamente ao longo do tempo.

É caracterizado pela liquefação do solo deslocamento de grandes volumes de material, com alto poder destrutivo e de transporte, capazes de atingir grandes distâncias ao longo dos cursos d'água e até mesmo áreas mais planas, Figura 7, (OLIVEIRA, 2010).

Ocorrendo devido às propriedades hidrodinâmicas do solo, que são influenciadas pelo excesso de água e pela redução significativa do coeficiente de atrito. Além disso, as corridas de detritos apresentam um raio de extensão bastante amplo.

Figura 7 - deslizamento em corrida



Fonte: USGS, 2008

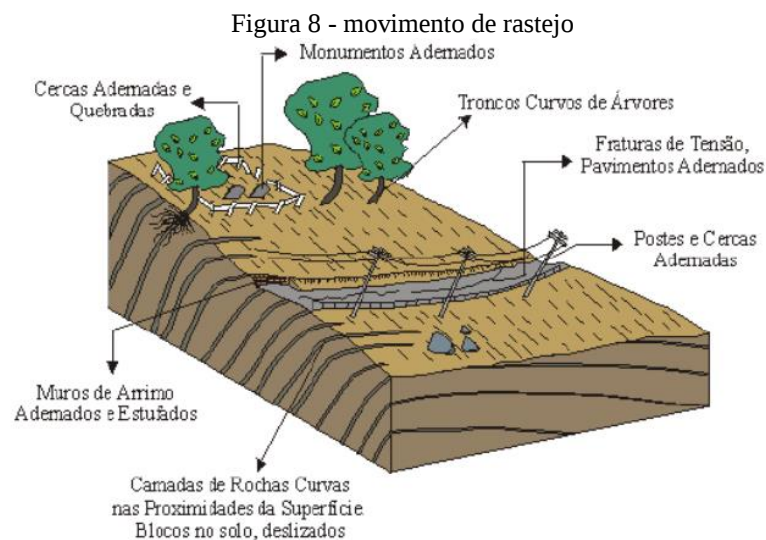
2.2.5 RASTEJO

O escoamento de rastejo segundo Gerscovich (2012), tem sua principal característica de ser um movimento lento, deslocando poucos centímetros por ano, sem apresentar superfície de ruptura claramente definida. Esse tipo de movimento pode carregar solos, rochas ou qualquer objeto que esteja inserido na zona de ruptura.

Segundo Terzaghi (1950), as causas do movimento de rastejo, foram definidas em dois tipos de rastejos: contínuos e sazonais. Os rastejos contínuos são provocados pela contínua força da gravidade, com a zona de ruptura podendo atingir camadas mais profundas do solo e apresentando movimentos praticamente constantes ao longo do tempo. Os rastejos sazonais seriam ocasionados por variações de temperatura e umidade, apresentando um comportamento variável de acordo com as estações do ano, com maior intensidade nas épocas chuvosas.

De acordo com Augusto Filho (1992), embora os movimentos de deslocamento de massa do tipo rastejo apresentem velocidades relativamente baixas, eles podem causar danos econômicos significativos em diversas obras civis, especialmente quando associados a depósitos de tálus. Além disso, é importante destacar que esse processo pode evoluir para escorregamentos, o que aumenta ainda mais o risco de danos às estruturas e à segurança das pessoas que vivem nas áreas afetadas.

O movimento pode ser perceptível tanto em zonas rurais quanto nas zonas urbanas através da observação se há indícios de: inclinações em cercas, postes, árvores, fraturas em pavimentos e outros aspectos visuais, Figura 8. No entanto, devido à baixa velocidade de escoamento, torna-se pouco perceptível em zonas rurais (CHRISTOFOLETTI, 1980).



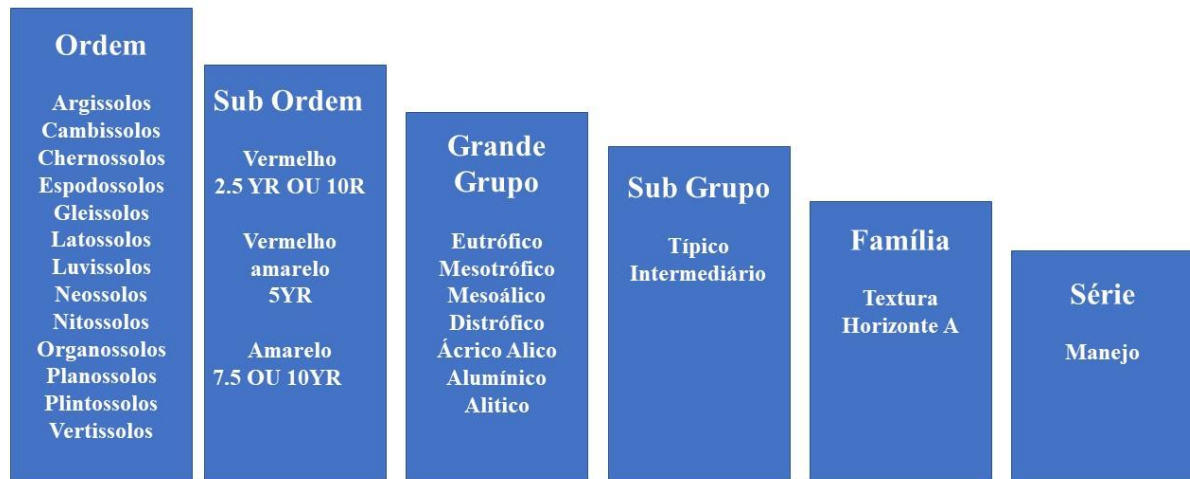
Fonte: USGS, 2008

2.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.

O sistema brasileiro de classificação de solos (SiBCS) é um sistema de classificação do solo coordenado pela Embrapa Solos. É baseado em propriedades mensuráveis e

observáveis do solo e foi projetado para facilitar o levantamento detalhado do solo brasileiro, atualmente a SiBCS está na quinta edição, classificando da seguinte forma, no nível mais alto de classificação, coloca os solos em treze categorias conhecidas como “ordens”. Cada uma dessas ordens representa um agrupamento de solos com características e significado ecológico distintos, Figura 9.

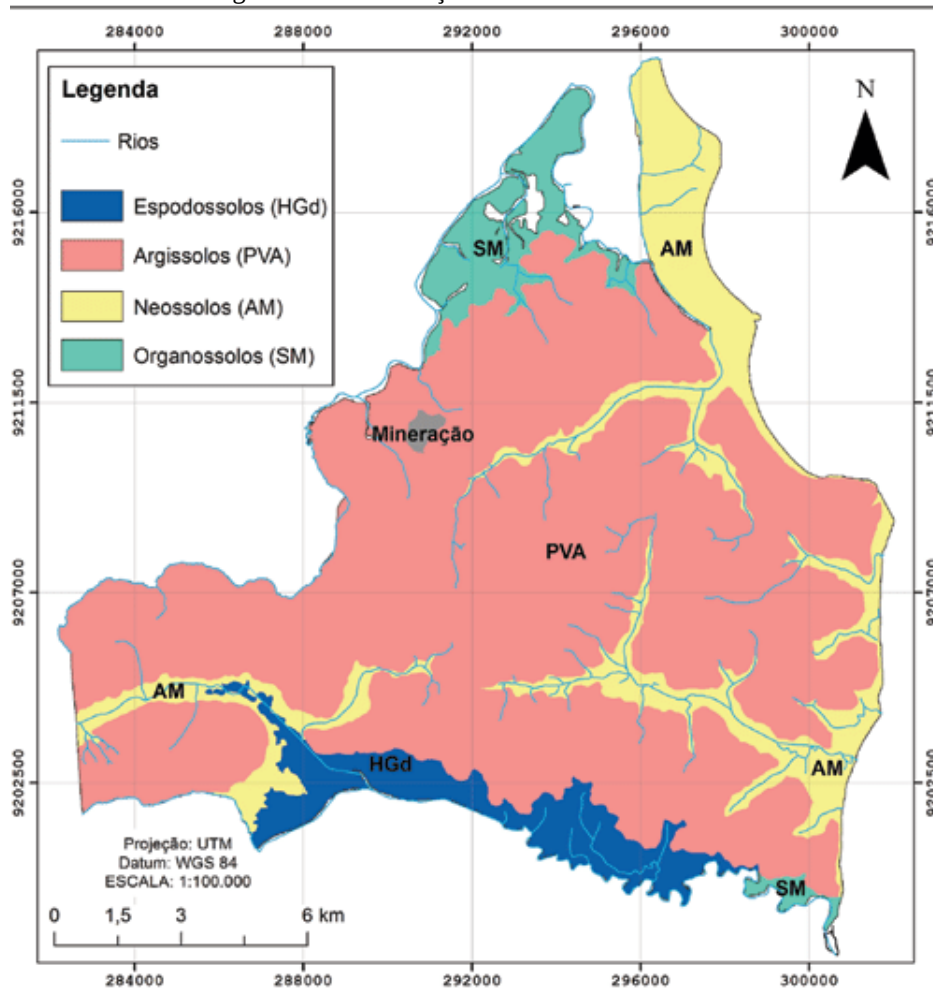
Figura 9 - sistema brasileiro de classificação de solos



Fonte: EMBRAPA, 2014

A caracterização do solo da região de estudo é importante para entender a dinâmica do solo que compõem, assim como as forças coesivas e ângulos de atrito, dessa forma, segundo os estudos Vital *et al* (2016), ao qual foi elaborado um mapa da distribuição dos solos, por meio da base de dados da EMBRAPA (2014), solos UEP Recife (2006), curvas de níveis e imagens de satélites OLI/Landsat. EMBRAPA (2014) os solos apresentam características morfológicas, físicas, químicas e mineralógicas distintas que possibilitam a subdivisão em classes praticamente homogêneas. Com isso foi caracterizado que o solo da cidade de João pessoa é formado principalmente pelos seguintes quatro tipos de solos: Argilossolos, Espodossolos, Organossolos e Neossolos, Figura 10.

Figura 10 - classificação dos solos de João Pessoa

Fonte: Vital *et al*, 2016

2.3.1 ARGISSOLO

O Argilossolo é um dos tipos de solo mais comuns no Brasil, caracterizado por apresentar alta concentração de argila em sua composição, tendo sua tonalidade variando das cores vermelhas, vermelho-amarelas, amarelas, acinzentadas ou brunadas, Figura 11. Em geral, esse solo é encontrado em regiões de clima tropical, onde há alta incidência de chuvas.

Na cidade de João Pessoa, apresenta predominância do Argilossolo Amarelo, que é um subtipo de Argilossolo, tem como uma de suas principais características apresenta de concreções ferruginosas, solo drenado, coesão natural, quando seco apresenta a estrutura endurecida, porém quando húmido a saturado sua característica é friável, sendo suscetível em épocas chuvosas a deslizamento de taludes.

Figura 11 - Argilossolo



Fonte: EMBRAPA, 2014

2.3.2 ESPODOSSOLOS

Os Espodossolos segundo a EMBRAPA (2014), têm textura predominantemente arenosa, dificilmente argilosa, a tonalidade varia de cinzenta, amarelado a avermelhado e são encontrados em regiões: úmidas, abaciamento, áreas de surgência e depressões, de varia de formação do relevo de plano a onduladas, Figura 12. Aos quais, apresentam características de clima tropical e subtropicais, tem dominância em regiões de restinga e tabuleiros.

São formados através da perda dos compostos de alumínio com ou sem a presença de ferro, através eluviação ao qual deixa os compostos de quartzos do solo na superfície, acarretando nas cores características do solo. É encontrado na cidade de João Pessoa em zonas próximas ao leito do rio Gramame, e ocorre discretamente em forma de manchas no topo dos Tabuleiros Costeiros.

Figura 12 - Espodossolos



Fonte: EMBRAPA, 2014

2.3.3 ORGANOSSOLOS

O Organossolo é um tipo de solo pouco desenvolvido, formado por resíduos orgânicos em diferentes graus de decomposição em ambiente de grandes altitudes ou saturado em água. Este solo apresenta características de cores escuras variando de preto a acinzentado, de baixa densidade, alta capacidade de retenção hídrica, quando seca o solo tende a contrair de forma significativa e difícil de ser reumedecido, Figura 13.

Para a cidade de João Pessoa sua maior presença se dar nas zonas de mangues, o solo apresenta riscos de ocupação urbana, por ser de baixa densidade, apresentam comportamento compressível, quando submetido a cargas, dessa forma, apresenta baixa resistência de carga de suporte.



Fonte: EMBRAPA, 2014

2.3.4 NEOSSOLOS

O Neossolo é caracterizado por ser um solo pouco desenvolvido, em processo de via de formação, constituído por matéria orgânica ou/e inorgânica, com baixa espessura, permeabilidade variando de baixa a alta, apresenta grande variedade de texturas, apresenta tonalidades de cores de cinzenta a avermelhado, podem ser encontrados de forma pedregosa, e também formados por sedimentos aluviais, Figura 14. Tem a ocorrência principalmente na zona de restinga na faixa litorânea para a cidade de estudo.

Figura 14 - Neossolos



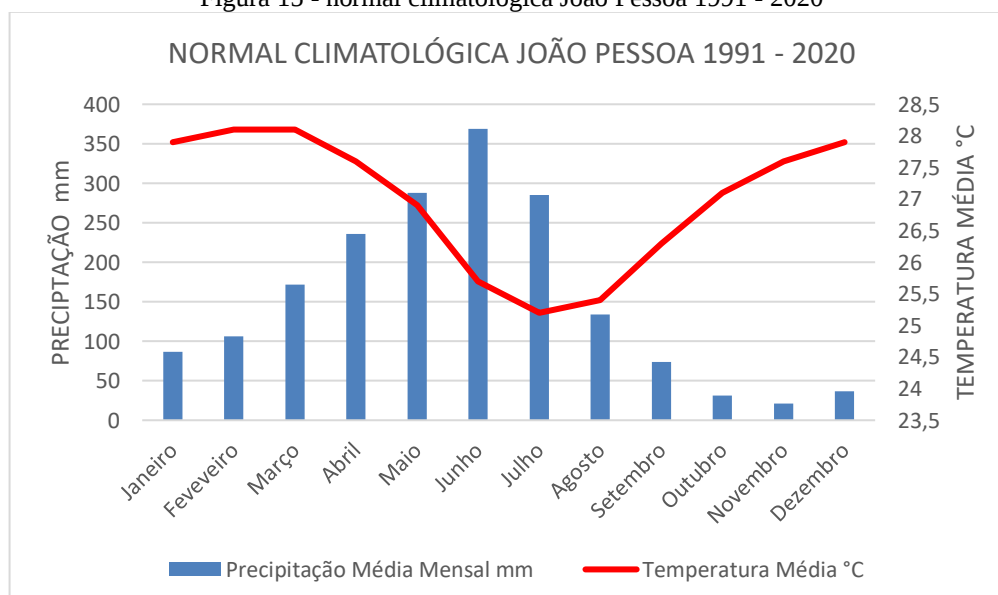
Fonte: EMBRAPA, 2014

2.4 CARACTERIZAÇÃO DAS CHUVAS EM JOÃO PESSOA

A localização geográfica do município de João Pessoa é fator decisivo na caracterização de seu clima, devido à sua localização em baixas latitudes e à proximidade com o Oceano Atlântico, originando os sistemas atmosféricos que afetam a região.

Segundo o Instituto Nacional de Meteorologia-INMET (2023), o clima de João Pessoa é caracterizado por uma temperatura média anual aproximada de 26,9 °C e uma precipitação média anual de 1837 mm, conforme pode ser observado no diagrama mais recente da normal do climatológica no período 1991-2020 em João Pessoa-PB, mostrado na Figura 15.

Figura 15 - normal climatológica João Pessoa 1991 - 2020



Fonte: Próprio autor

Segundo Lynn e Peter (2008), os movimentos de massa ocorrem em épocas de alta intensidade pluviométrica, chuvas acumuladas, períodos que a população que habita em áreas de risco fica mais vulnerável. Nesse sentido, esse período é de abril a julho na região. Conforme observado por Lima (2002) *apud* Ramos *et al* (2022), existe uma correlação entre chuva acumulada e deslizamentos de terra, uma vez que a chuva tem sido classificada como um dos principais fatores deflagradores, acarretando o aumento da saturação do solo e na erosão no topo, corpo e pé das encostas, resultando em uma redução drástica na resistência do solo. Ademais, dependendo do perfil geológico e topográfico, pode provocar deslizamentos e, dependendo do grau de risco do talude, colocar os moradores dessas zonas em situação de vulnerabilidade.

2.5 ÁREAS DE RISCO DA CIDADE.

A cidade de João Pessoa experimentou um forte crescimento urbano a partir da década de 1960, acompanhando o padrão observado em muitas outras cidades do Brasil. No entanto, esse crescimento ocorreu sem um planejamento urbano adequado, ao qual combinado com a especulação imobiliária nas áreas planas e mais acessíveis da cidade, corroborando na elevação de ocupação das encostas e vales dos rios por moradores de baixa renda e, conseqüentemente, no adensamento em áreas de risco.

De acordo com Gutierrez *et al* (2017), apesar de João Pessoa apresentar uma topografia relativamente plana e ondulada na maior parte do município, os processos de uso e ocupação do solo tem deflagrado uma série de alterações geomorfológicas, favorecendo a ocorrência dos dois processos de dinâmicas superficiais mais recorrentes – movimentos de massa e inundações. Atualmente, de acordo com a COMPDEC-JP e evidenciado por Ramos, Simões e Soares (2022), a cidade de João Pessoa tem 27 áreas que encontram-se em zonas de risco de deslizamento de massa.

Segundo o Ministério das Cidades, uma área de risco de deslizamento de massa pode ser definida como uma região que apresenta possibilidade de ocorrência de movimentos de massa, que podem ser deslizamentos, escorregamentos, quedas de blocos, entre outros. Essas áreas são identificadas por meio de análises geológicas, geomorfológicas, climatológicas e de ocupação do solo, sendo classificadas em diferentes graus de risco, dependendo do potencial de danos e perdas materiais e humanas.

No Anexo A é demonstrado os principais agentes deflagradores de movimento de massa, ao qual proporciona a identificação dos agentes potencializadores e respectivamente a

classificação em diferentes níveis de risco permitindo a adoção de medidas preventivas e mitigadoras, como a evacuação de moradores, a restrição de uso e ocupação do solo, a realização de obras de contenção e estabilização de encostas.

Através do trabalho de dissertação realizado pela autora Silva (2018), realizou-se um levantamento de matérias jornalísticas, com o intuito de obter dados de impactos hidrometeoricos no município de João Pessoa, expresso na seguinte Tabela 2.

Tabela 2 - ocorrências causadas pelos impactos hidrometeoricos em João Pessoa de 1983 - 2016

Tipo (ocorrência)	Período				
	1983-1989	1990-1999	2000-2010	2011-2016	Total
Alagamentos	105	105	80	88	378
Inundações	47	29	15	19	110
Deslizamentos	1	18	39	18	76
Total	153	152	134	125	564

Fonte: Adaptado Silva, 2018

Observa-se que ao todo tiveram 76 deslizamentos registrado entre o período de 1983 a 2016, na Tabela 3 apresenta os danos humanos causado pelos impactos hidrometeoricos.

Tabela 3 - danos humanos causado pelos impactos hidrometeoricos em João Pessoa de 1983 - 2016

Tipo (pessoas)	Período				
	1983-1989	1990-1999	2000-2010	2011-2016	Total
Mortes	38	3	0	0	41
Feridas	30	2	0	8	40
Desabrigadas	5691	0	4104	1263	11058
Soterradas	12	0	0	0	12
Total	5771	5	4104	1271	11151

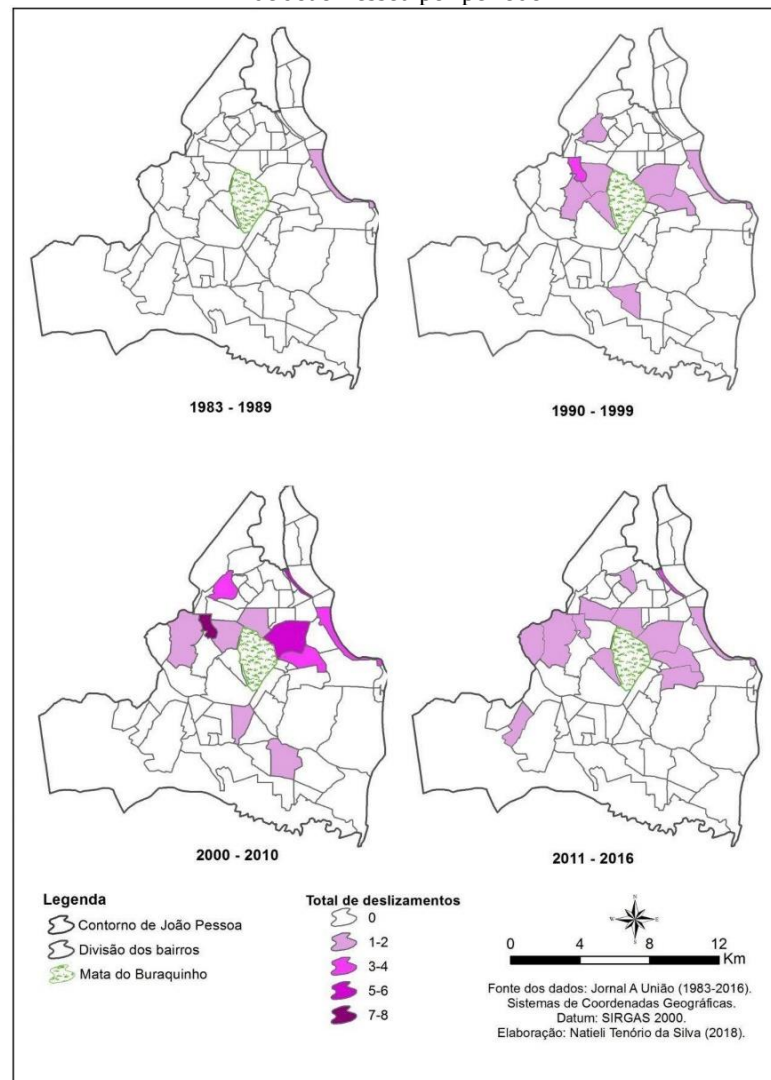
Fonte: Adaptado Silva, 2018

Em relação à ocorrência de deslizamento registrado durante o período de tempo mostrado na Figura 16, expôs que o evento ocorreu de forma crescente nos períodos 1983-2010. Nos anos 1983-1989 este efeito apenas incidiu sobre a região do Cabo Branco, registrando apenas um evento em 1987. Nos anos 1990-1999, 14,29% dos bairros do município foram afetados pela ocorrência de deslizamentos de terra. Sobre os bairros das Trincheiras e do Varjão foram gravadas respectivamente por 4 e 2 deslizamentos.

Para o período de 2000 a 2010 correspondeu ao intervalo com maior número de movimentos de massa, registrou 54,41% de todos os deslizamentos e atingiu 19,05% dos bairros. Um total de 8 casos foram registrados no bairro das Trincheiras, seguido pelos bairros do Castelo Branco (6), São José (5) e Cabo Branco (4).

Áreas afetadas por deslizamentos entre 2011 e 2016 o que corresponde a 20,63%, que por sua vez regista um total de 25% de casos deslizamentos de terra nos seguintes bairros; São José (3), Cabo Branco (2) e Castelo Branco (2). foram os mais influentes da temporada. Constatou-se que o bairro do Cabo Branco foi o único bairro cadastrado deslizamentos de terra em todos os períodos de estudo. Os bairros dos Bancários, Castelo Branco e Trincheiras foram atingidos nos períodos entre 1990 e 2016. A Figura 16 expressa bem a quantidade de deslizamentos no período descrito.

Figura 16 - mapa de espacialização dos impactos hidrometeorológicos deflagradores de deslizamento do município de João Pessoa por período



Fonte: Silva, 2018

3 TIPOS DE CONTENÇÃO (ESTRUTURANTES E NÃO ESTRUTURANTE) DE BAIXO CUSTO.

3.1 OBRAS SEM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (NÃO ESTRUTURANTES)

Alheiros *et al* (2003) define que as soluções estruturadoras para as encostas são definidas como aquelas que proporcionam condições de estabilidade. O tratamento de encostas em morros deve-se levar em consideração soluções combinadas que permitam condições de estabilidade. Isso inclui o uso de técnicas como retaludamento, proteção superficial com materiais artificiais ou naturais, além de drenagem adequada à microbacia específica e soluções de contenção assim como muros de arrimo, quando necessário.

Com o avanço tecnológico e a crescente preocupação com o meio ambiente, bem como a busca por soluções mais econômicas, rápidas e eficientes, têm surgido novas metodologias para estabilização de taludes em áreas de risco. Essas técnicas podem ser aplicadas isoladamente ou em conjunto com as técnicas tradicionais, algumas dessas técnicas serão retratadas ao longo do capítulo. De acordo com Alheiros *et al* (2003), o objetivo dessas soluções é auxiliar na escolha da melhor obra e serviço para estabilização da encosta, além de incentivar a criatividade na adaptação e modificações das técnicas de acordo com as condições geotécnicas, recursos e mão-de-obra disponíveis, bem como outros fatores que possam influenciar.

A Tabela 4 retrata os tipos de obras estabilizadoras ao qual podem ser aplicadas em morros com ocupações desordenadas e precárias. Estas soluções estão apresentadas em 3 grandes grupos obras estruturantes, obras não estruturantes e obras de proteção para massa movimentada, ao qual é abordado com mais detalhes nos próximos tópicos.

Tabela 4 - tipos de obras estabilizadoras de encostas (continua)

Obras de estabilização de encostas			
Grupos	Subgrupos		Tipos de obras
Obras sem estrutura de contenção (não estruturais)	Retaludamento	Cortes	Taludes contínuo e escalonado
		Aterro compactado	Carga de fase de talude (muro de terra)
	Proteção superficial	Materiais naturais	Gramíneas
			Grama armada com geossintético
			Vegetação arbórea (mata)

Tabela 4 - tipos de obras estabilizadoras de encostas (conclusão)

Obras de estabilização de encostas			
Grupos	Subgrupos		Tipos de obras
Obras sem estrutura de contenção (não estruturais)	Proteção superficial	Materiais naturais	Selagem de fendas com solo argiloso
		Materiais artificiais	Canaleta de borda, de pé e de descida
			Cimentado
			Geomanta e gramíneas
			Geocélula e solo compactado
			Tela argamassada
			Pano de pedra ou lajota
			Alvenaria armada
			Asfalto ou polietileno
			Lonas sintéticas (pvc e outros materiais)
	Estabilização de blocos	Retenção	Tela metálica e tirante
		Remoção	Desmonte
Obras com estrutura de contenção (estruturais)	Muro de arrimo	Solo cimento	Solo cimento ensacado (sacos de fibra têxtil ou geossintética)
		Pedra rachão	Pedra seca (sem rejunte)
			Alvenaria de pedra (com rejunte)
		Concreto	Concreto armado
			Concreto ciclópico
		Gabião	Gabião-caixa
	Outras soluções de contenção	Bloco de concreto articulado	Bloco de concreto articulado (pré-moldado encaixado sem rejunte)
		Solo-pneu	Solo-pneu
		Terra armada	Placa pré-moldada de concreto, ancoragem metálica ou geossintética
		Micro-ancoragem	Placa e montante de concreto, ancoragem metálica ou geossintética
		Solo compactado e reforçado	Geossintético
			Paramento de pré-moldado
Obras de proteção para massas movimentadas	Contenção de massas movimentadas	Materiais naturais	Barreira vegetal
		Materiais artificiais	Muro de espera

Fonte: Adaptado Alheiros *et al*, 2003

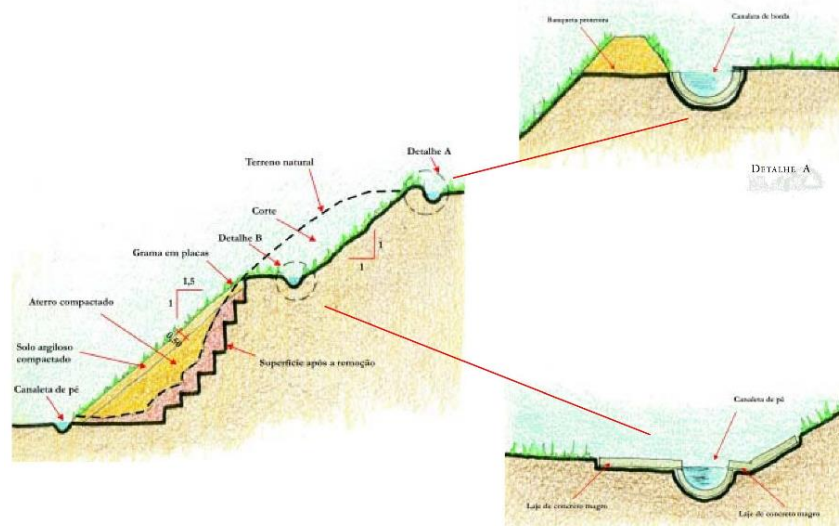
3.1.1 Retaludamento

O retaludamento pode ser direcionado a uma inclinação específica ou destinada a alterar todo o perfil do talude. São intervenções destinadas a estabilizar o talude através de uma regularização da forma, por meio de cortes na parte mais elevada, com o objetivo de regularizar a superfície e, tanto quanto possível, recompor de forma artificial a topografia da barreira, proporcionando o aumento da estabilidade do solo. Esta solução é frequentemente combinada com aterros compactados a fim de atuarem como cargas estabilizadoras no sopé das encostas. Porém há situações, em que a geometria exige volumes excessivos de terra para estabilizar a encosta, acarretando na oneração dos trabalhos de terraplanagem. Nesses casos, é mais viável optar por soluções que envolvam obras de contenção ou obras de drenagem.

O livro *manual de ocupação dos morros*, traz algumas características importantes de análise. Para as seções de cortes, os cortes com altura inferior a 5 metros podem ser contínuos, já cortes com alturas maiores que 5 metros devem ser escalonados em degraus através de bermas ou banquetas. Cada variedade de solo ou sedimento, quando sujeitos a denudação define seu perfil de equilíbrio que se solidariza quando a vegetação é fixada. Uma vez que os Cortes quebram esse equilíbrio e potencializando assim os processos erosivos e movimentos de massa. Essas mudanças podem ser compensadas remodelando o talude e protegendo posteriormente ao corte com revestimento e microdrenagem, Figura 17.

Cortes subveticais não oferecem condições seguras de retaludamento, nesse caso é necessário fazer tratamento para que o maciço apresente estabilidade, por meio de microdrenagem e revestimentos adequando.

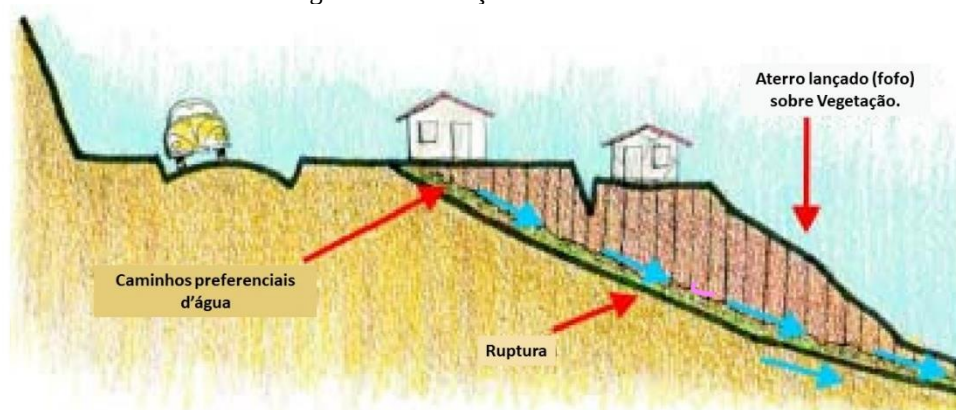
Figura 17 - esquema de retaludamento com proteção superficial e microdrenagem



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

É comum nas áreas de baixa renda, o processo de ocupação dos morros através da execução zonas de aterro. A presença de solo excedente ou sedimentos friáveis ao qual podem ser facilmente quebrados com uma picareta ou ferramenta similar que facilita o corte e o preenchimento de taludes para criar parcelas niveladas. O material retirado da incisão é despejado no talude sem limpeza prévia, formando um bota fora inadequado chamado de aterro, Figura 18.

Figura 18 - execução errada de aterro



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

Na Figura 18, observa-se a execução de um aterro, lançado na superfície do talude natural com a presença de raízes e plantas, além de lixo, que quando esses materiais são soterrados viram caminhos de preferência para água, com o tempo a matéria orgânica entra em decomposição, servindo como uma espécie de lubrificante entre a camada de solo natural e a de aterro, originando a instabilidade do maciço. Dessa forma deve-se sempre fazer a limpeza e tratamento da cama superficial que irá levar o aterro (ALHEIROS *et al*, 2003).

Os mesmos autores do livro recomendam que as declividades de aterro não sejam maiores que 1:2 (vertical:horizontal), e das de cortes 1:1,5, construção de bermas sempre que possível nos pés do aterro, recompor revestimento superficial, fazer a drenagem no topo e no pé do talude

3.1.2 Proteção Superficial com Materiais Naturais

O desmatamento e a remoção da camada superior do solo expõem a terra à erosão e à infiltração de água e são uma das principais causas de deslizamentos de terra. Dessa maneira, a proteção da superfície de encostas desempenha um papel fulcral na estabilização, prevenção de processos erosivos e redução da infiltração de água em superfícies desprotegidas. Este

revestimento protetor pode ser feito de materiais naturais ou artificiais, dependendo das propriedades do solo e da topografia local, com resultados positivos e duradouros dependendo dos cuidados recebidos. Os revestimentos de superfície têm a capacidade de reduzir a quantidade de água de infiltração e aumentar o escoamento superficial. Portanto, a importância de projetos que considerem as encostas no contexto de suas microbacias, buscando resolver o escoamento superficial por meio de sistemas de microdrenagem com canais e dissipadores de energia compatíveis com e percursos naturais e a vazão das águas.

O revestimento vegetal tem várias funções, tais como reduzir o impacto da chuva no solo e limita a erosão. Diminuindo, assim a infiltração de água e permitindo que a maior parte da água escoe pelas folhas ou superfície de revestimento, protegendo a porção superficial do solo da erosão. Isso ajuda a rede formada pelas raízes a reduzir a penetração de água no solo, além moderar as temperaturas locais, criando um ambiente visualmente mais agradável (ALHEIROS *et al*, 2003).

No livro *manual de ocupação dos morros*, Alheiros *et al* (2003) traz o seguinte relato sobre qual tipo revestimento optar:

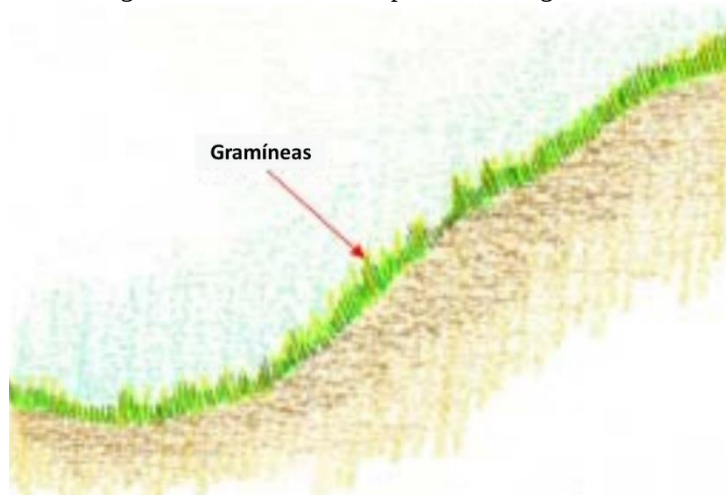
Não se observa, por parte da população dos morros, os cuidados necessários para a manutenção da vegetação nos taludes, alegando que, em razão da grande proximidade da moradia para com a barreira, a vegetação traz, para dentro das casas, insetos e ratos. Além disso, a sensação de segurança é mais forte quando as encostas recebem revestimentos cimentados, exigindo um esforço adicional de convencimento para a aceitação dos tratamentos com retaludamento e recomposição da vegetação.

3.1.2.1 Revestimento com Gramíneas

Uma das propriedades mecânicas mais importantes da vegetação no solo são as raízes devido sua resistência à tração em oposição ao solo que apresenta resistência a forças compressivas. Dessa forma, a ação combinada do solo e das raízes resulta em um solo reforçado, segundo e (BAETS *et al*, 2008 *apud* JÚNIOR, 2019).

As plantas herbáceas, pertencentes à família das gramíneas, sendo o revestimento vegetal mais recomendado para a proteção de impermeabilização de taludes de corte ou encostas desmatadas para ocupação urbana, Figura 19.

Figura 19 - revestimento superficial com gramíneas



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

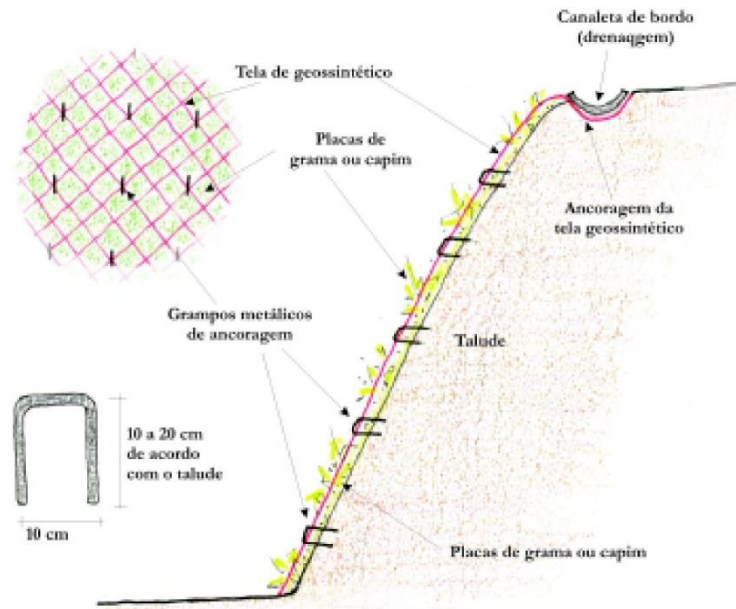
Alguns exemplos de gramíneas incluem capins, milho, cana-de-açúcar, entre outras. O uso da vegetação herbácea, comumente conhecidas como matos e gramíneas, é altamente benéfico para a estabilização do solo em áreas vulneráveis à deslizamentos e erosões, devido às suas raízes profundas e sistemas de enraizamento densos. Ademais, essas plantas apresentam rápido crescimento e baixo custo de implantação, tornando-se uma solução econômica e sustentável para a proteção do solo em áreas urbanas.

De acordo com Truong *et al* (2008), o capim vetiver tem um sistema radicular maciço e fortemente estruturado e distribuído com uma taxa de crescimento muito alta, podendo chegar a 1/6 da resistência do aço leve. Pode crescer de 3 a 4 metros em um ano. O resultado desse sistema radicular profundo é a alta tolerância à seca. Dessa forma, o sistema usando como exemplo as plantas vetiver pode colaborar na contenção de deslizamentos de terra e estabilização de massas.

3.1.2.2 Revestimento com Gramíneas com Telas Geossintéticas e Metálicas

Em situações onde houver declives ou solos áridos e não for possível plantar vegetação em pouco tempo, recomendamos o uso de revestimento de grama armada. Para evitar deslizamentos, a montagem dos painéis de grama reforçada nas encostas deve ser feita de baixo para cima e imediatamente fixada com tela de geossintético ou metálica presa por grampos de aço, Figura 20. Depois de fixar a tela geossintética ao talude, pode-se adicionar terra vegetal para permitir um melhor desenvolvimento da relva aplicada (ALHEIROS *et al* 2003).

Figura 20 - revestimento com gramíneas com telas geossintéticas e metálicas



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

3.1.3 Proteção Superficial Com Materiais Artificiais

Segundo Alheiros *et al* (2003), observa-se a recorrência por parte dos moradores que habitam em zonas de encostas a falta dos devidos cuidados necessários com a manutenção da vegetação de proteção, justificando que a proximidade das casas às barreiras atrai insetos e roedores para dentro das moradias. O desempenho e a durabilidade dos revestimentos artificiais utilizados na impermeabilização de encostas são maiores quando combinados com técnicas de retaludamento e microdrenagem, visando tratar o talude de forma integrada e completa.

Para obras de proteção superficial muito próximas à casa é recomendado a utilização de proteção superficial através de materiais artificiais, uma vez que por parte da população residente há uma aceitação proveniente da sensação de segurança ser mais forte para estes tipos de materiais. A seguir é apresentada algumas características da proteção artificial.

3.1.3.1 Revestimento Cimentado

O revestimento com cimento para taludes consiste na aplicação de uma mistura de cimento Portland e areia na proporção de 1:3, é possível usar o próprio solo do talude desde que este esteja livre de matéria orgânica. A superfície do talude deve ser preparada, limpa e nivelada removendo os ressaltos terrosos, é recomendado previamente a compactação manual

da superfície que irá receber o revestimento, ao qual deverá ser aplicado desde o pé até a crista do talude, Figura 21. Para garantir a eficácia do revestimento, é necessário realizar uma compactação adequada da mistura. É recomendável que este tipo de revestimento seja acompanhado por barbacãs.

Figura 21 - revestimento superficial cimentado



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

3.1.3.2 Revestimento com Tela Argamassada

Uma técnica de impermeabilização é a tela argamassada, na qual uma tela galvanizada ou de galinheiro é preenchida e revestida com uma mistura de cimento Portland e areia no traço 1:3. Para fixar a tela no solo, são utilizados ganchos de ferro a cada 1,0m em ambas as direções sobre o talude regularizado, com traspasse mínimo de 20 cm em ambos os lados. O cobrimento é realizado através da projeção da argamassa seja de forma manual ou mecanizada, esta deverá revestir toda a tela, com uma espessura mínima de 4 cm sobre o talude, Figura 22. É importante instalar drenos de PVC com filtro de geotêxtil na parte interna da tela para garantir a efetividade do sistema.

Figura 22 - revestimento com tela argamassada

Fonte: Alheiros *et al*, 2003

3.1.3.3 Revestimento com Pano de Pedra ou Lajota

A impermeabilização com pedra ou lajotas, neste revestimento, blocos de pedra rachão são colocados no talude, encaixados mais firmemente na interface pedra/solo natural e colados com argamassa de cimento e areia no traço (1:3). de modo a propiciar uma superfície estável e instável, protegendo o talude da erosão, Figura 23. Também podem ser utilizadas lajotas pré-formadas (40cm x 40cm) com argamassa. Neste caso, deve-se realizar o retaludamento para reduzir a inclinação do aterro, pois este material possui menor ancoragem ao solo. Independentemente do material, deve-se instalar barbacãs e sistema de microdrenagem de superfície.

Figura 23 - revestimento com pano de pedra

Fonte: Alheiros *et al*, 2003

3.1.3.4 Revestimento com Lonas Sintéticas

A impermeabilização com lonas sintéticas tem objetivo emergencial em períodos chuvosos nas regiões de morros. Apresentam uma vida útil curta, variando de semanas a poucos meses, devem ser instalados e posicionados corretamente antes que o solo do talude esteja totalmente saturado e removidos quando as condições de segurança forem suficientes, uma vez que a presença da lona impede o crescimento da vegetação e evaporação da água do solo. Para receber a lona, as encostas devem ser previamente preparadas retirando arbustos, galhos de árvores e tocos, deixando apenas gramíneas e vegetações rasteiras, Figura 24. É necessário cavar uma trincheira no topo do aterro.

A fixação da lona para impermeabilização deve ser realizada cavando uma canaleta de borda na crista, e recobrindo cobrindo a parte superior da lona com terra escavada, fixando-a com estacas em intervalos de até 2 metros além de fixar as laterais da lona também com os pontaletes. Quando a altura da encosta ultrapassar as dimensões da lona, é necessário colocar as partes com pelo menos 1 metro de superposição, seguindo a lógica do escoamento contínuo em que a parte superior recobre a inferior.

Figura 24 - revestimento emergencial com lona sintética



Fonte: Defesa Civil de Olinda-PE, 2023

3.1.4 Obras de Drenagem

Durante a estação chuvosa, a água desempenha um papel crítico na ocorrência de acidentes relacionados a movimentos de massa gravitacional e erosão. Os processos de infiltração provocados pelas precipitações podem provocar mudanças hidrológicas nas

encostas, diminuindo o efeito de sucção, pressões negativas, e em conjunto aumentando o nível de pressão da água, pressões positivas. Essas mudanças podem reduzir a tensão efetiva, diminuindo a resistência do solo ao cisalhamento e tornando o talude instável. Independentemente da solução escolhida para estabilizar o talude, é fundamental controlar as condições de drenagem para reduzir os esforços suportados pela estrutura (SANTANA, 2006).

Segundo Bandeira (2003) *apud* Santana (2006), o sistema de drenagem é classificado segundo suas dimensões, separados em dois subsistemas: microdrenagem, responsável pela coleta e afastamento das águas superficiais, estes são compostos por calhas, valetas, canaletas, caixas coletoras e dissipadores de energia. A macrodrenagem tem como função receber todo o volume escoado da microdrenagem, sendo formado por redes de galerias de maior porte e elementos receptores como lagos, rios e canais.

Enquanto o sistema de macrodrenagem é conhecido e gerenciado pelo poder público, contando com recursos para sua manutenção, a microdrenagem é pouco reconhecida e sua administração é precária. É fundamental que se tenha um melhor entendimento microdenagem, por parte dos órgãos públicos, a fim de monitorá-la e controlá-la para garantir sua manutenção e efetiva contribuição na redução do risco, especialmente na estabilização das encostas em áreas de risco (ALHEIROS *et al*, 2003).

Dessa forma, segundo Cunha (1991), as obras de drenagem têm como objetivo de captar e conduzir águas superficiais e subterrâneas das encostas. E para obter-se melhor eficiência deve respeitar sempre que possível o caminho natural de escoamento da água na micro região e a drenagem das águas servidas. As obras de drenagem em taludes podem ser divididas em três tipos conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - obras de drenagem em taludes

Obras de drenagem	Superficial	Calhas e coletores
		Valas revestidas
		canaletas moldadas no local
		Canaletas pré-moldadas
		Escadarias hidráulicas
	Subterrânea	Trincheiras drenantes
	De estruturas de contenção	Barbacãs

Fonte: Adaptado Alheiros *et al*, 2003

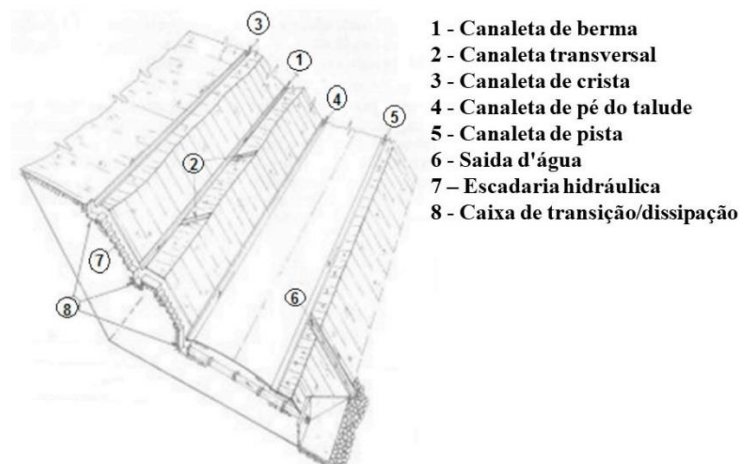
Um sistema de drenagem simples combinado com elementos de proteção de superfície pode ser uma solução adequada para estabilizar taludes, reduzindo os esforços provenientes da água agindo no maciço de solo e ou contenção. Segundo Augusto Filho e Virgili (1998), quando projetos de contenção não preveem sistemas de drenagem eficientes ou até mesmo má execução do sistema drenante, a contenção pode ser danificada podendo chegar até a ruína.

3.1.4.1 Obras de Drenagem Superficial

A drenagem superficial, que tem como objetivo captar e conduzir as águas superficiais para um local adequado ou sistema de macrodrenagem, é fundamental para evitar a erosão da superfície da encosta e diminuir a infiltração de água no solo, o que auxilia na estabilização de taludes, através da redução das pressões de percolação e diminuição da saturação do solo. Segundo Dantana (2006), os projetos de drenagem superficial devem levar em consideração toda a bacia de drenagem e ser planejados de forma eficiente para a microbacia em questão, visando melhorar as condições de estabilidade e evitar transbordamentos de água, em caso de chuvas intensas. Para funcionamento eficiente do sistema a drenagem deverá seguir os canais d'água naturais e pelo sistema formal construído deve-se respeitar a forma do relevo, garantindo um escoamento das águas de maneira efetiva.

De acordo com GEO-RIO (2000), o sistema de drenagem superficial é formado por dispositivos como canaleta longitudinal, canaleta transversal de descida, caixas coletoras e de passagem e dissipadores de energia, exemplificados na Figura 25. O objetivo deste sistema é realizar a captação, condução e o destino adequado das águas captada

Figura 25 - esquema do sistema de drenagem superficial



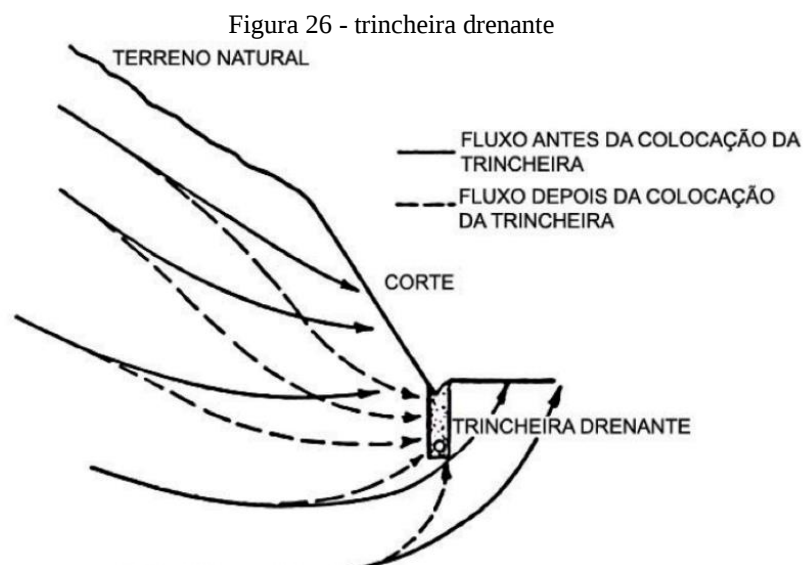
Fonte: Adaptado Rocha, 2018

3.1.4.2 Obras de Drenagem Subterrânea

A drenagem profunda é uma técnica utilizada para reduzir a pressão neutra no interior do maciço, o que resulta em um aumento da resistência do solo à força de cisalhamento e também para regular o fluxo de água subterrânea elevando a estabilidade do talude. O objetivo principal da drenagem profunda é estabilizar a massa de terra, para isso é necessário rebaixar o lençol freático abaixo da superfície crítica do talude. Para alcançar esse objetivo, é necessário instalar um sistema de drenagem abaixo desse nível desejado, utilizando poços, galerias, valas ou bueiros como coletores. A água é então removida por gravidade, bombas ou outros meios apropriados, de acordo com o método mais adequado para cada situação específica (TERZAGHI e PECK, 1967).

A drenagem profunda é um método que consiste em escoar a água presente em camadas mais profundas do solo, diferentemente da drenagem superficial que age apenas na superfície. Para garantir a estabilidade de taludes, os sistemas mais comumente utilizados são os drenos sub-horizontais profundos, trincheiras, galerias e túneis de drenagem. Já as ponteiros filtrantes e poços profundos são mais indicados quando é necessário rebaixar temporariamente o lençol freático. Por sua vez, os drenos verticais de alívio são mais requisitados para consolidar solos argilosos moles e saturados (CAVALCANTI, 2017).

O sistema drenante por meio de trincheiras, Figura 26, segundo Bromed (1986) *apud* Cavalcanti (2017) é utilizado principalmente para estabilizar deslizamentos rasos e movimentos translacionais.



Fonte: Rico e Castilho, 1974

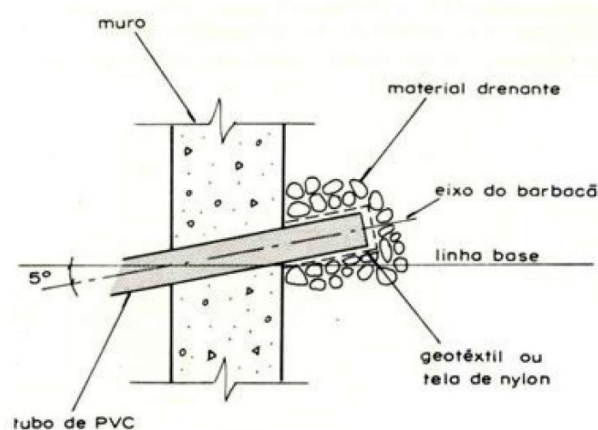
3.1.4.3 Obras de Drenagem de Estrutura de Contenção

Silva (2010) nos projetos de contenção, é essencial que os projetistas dediquem uma atenção especial ao sistema de drenagem, pois a ausência ou execução inadequada desses sistemas é uma das principais causas de instabilidade em estruturas de arrimo, podendo chegar a ruína da mesma. Para prevenir tais problemas, pode-se adotar soluções de drenos localizados na face interna dos muros e barbacãs, a fim de garantir uma efetiva drenagem da água e manter a estabilidade da estrutura.

Os barbacãs são um componente crucial do sistema de drenagem em estruturas de contenção e revestimentos, demonstrado na Figura 27. São tubos de PVC, de diâmetro recomendado 75 mm, com inclinação sub-horizontal em 5 graus, que visam coletar águas subterrâneas do maciço a montante, reduzindo o esforço da água sobre a estrutura. Eles também podem ser utilizados como saídas dos drenos de áreas e britas existentes na face de traz das estruturas. Para garantir a efetividade da drenagem, é necessário envolver o tubo com tela de nylon ou geotêxtil, deixando uma parte de nomino de 10 cm para fora do muro e mergulhando-o em uma caixa de geotêxtil de 20x20x30 (largura, comprimento, altura), a recomendação de espaçamento entre os tubos é de 1,5 m na horizontal e 1,0 m na vertical, arranjado em camadas pares e impares para melhor eficiência drenante (CUNHA, 1991).

De acordo com Silva (2010), retrata que em obras de proteção superficial em que utiliza-se material de impermeabilização artificial é recomendado a utilização de barbacãs compostos por tubos de 40 mm.

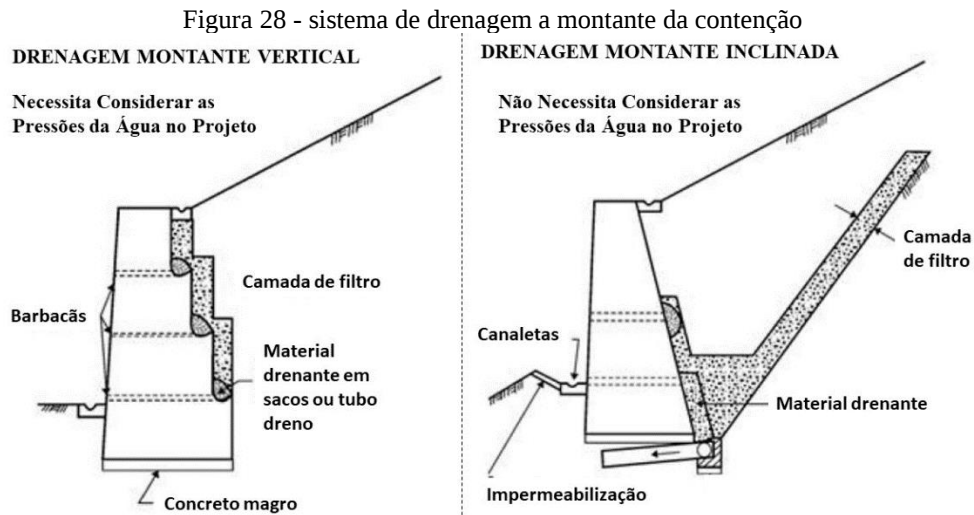
Figura 27 - componentes do barbacã



Fonte: Cunha, 1991

Os drenos instalados na face montante da contenção têm como captar as águas que infiltram na superfície do terreno gerando pressões neutras (poropressão), conduzindo-as para

os barbacãs. Os drenos podem ser projetados em duas formas: vertical e inclinados. Quando os drenos são instalados na vertical, Figura 28, o projetista deve levar em consideração os esforços da água atuantes na contenção, já quando estes forem instalados inclinados os efeitos da água sobre a face do talude podem ser desconsiderados (SILVA, 2010).



Fonte: Adaptado Dnit, 2006b

3.2 OBRAS COM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (ESTRUTURANTES)

De acordo com Wolle (1980), obras de contenção se referem a estruturas construídas em encostas ou taludes para resistir à movimentação ou ruptura do solo, ou para reforçar o maciço. Embora existam atualmente uma diversidade de tipos de contenção, variando: geometria, processos construtivos e materiais utilizados nas estruturas de contenção, com o objetivo em comum de conter a possível ruptura do maciço, suportando as pressões laterais exercidas pelo solo (BARROS *et al* 2017).

Segundo Silva (2010) obras estruturantes, em geral, apresentam custos de implementação e execução mais altos que as obras não estruturantes. A seguir serão comentadas algumas modalidades de obras com contenção.

3.2.1 Muros de Arrimo

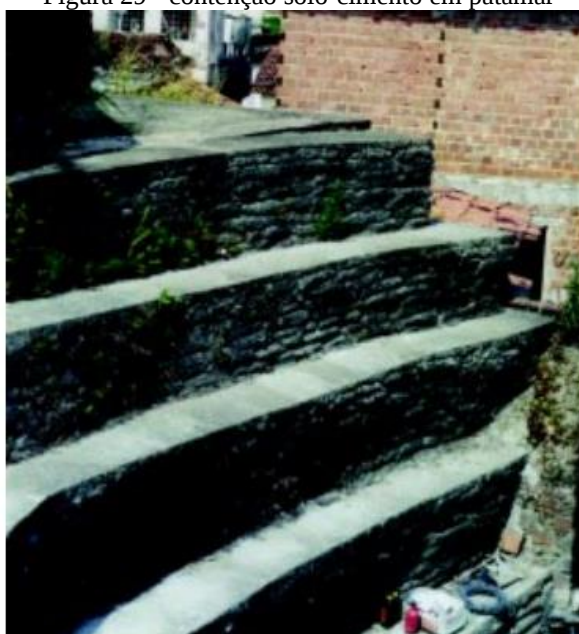
Um muro de gravidade, também chamado de muro de contenção, tem como principal característica o uso de seu próprio peso para garantir a estabilidade do talude. Sua construção pode ser realizada com diversos materiais, tais como pedra, concreto, gabiões, pneus, sacos de solo-cimento e entre outros. É importante ressaltar que a tensão de solicitação influencia

diretamente no espaço necessário para a implantação do muro, sendo que tensões maiores implicam em custos de execução mais elevados, dessa forma é recomendado o uso em tensões solicitantes baixas.

3.2.1.1 Muros de Solo-Cimento Ensacado

Conhecido em algumas regiões (erroneamente) como Rip-Rap, o método de contenção de talude por meio de sacos de terra estabilizada com cimento é uma técnica alternativa eficaz e de baixo custo, Figura 29. A utilização de sacos de terra estabilizada com cimento é recomendada para alturas de até 4 a 5 m e é amplamente aplicável em áreas arenosas sujeitas a forte erosão. Além disso, é adequado para a restauração de encostas afetadas por voçorocas e outras ações menos severas de erosão, sendo uma alternativa viável que não necessita de mão de obra ou equipamentos especiais. Quando bem executado, apresenta boa resistência a compressão e durabilidade FIQUEROLA (2004) *apud* RAMOS *et al* (2019).

Figura 29 - contenção solo-cimento em patamar



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

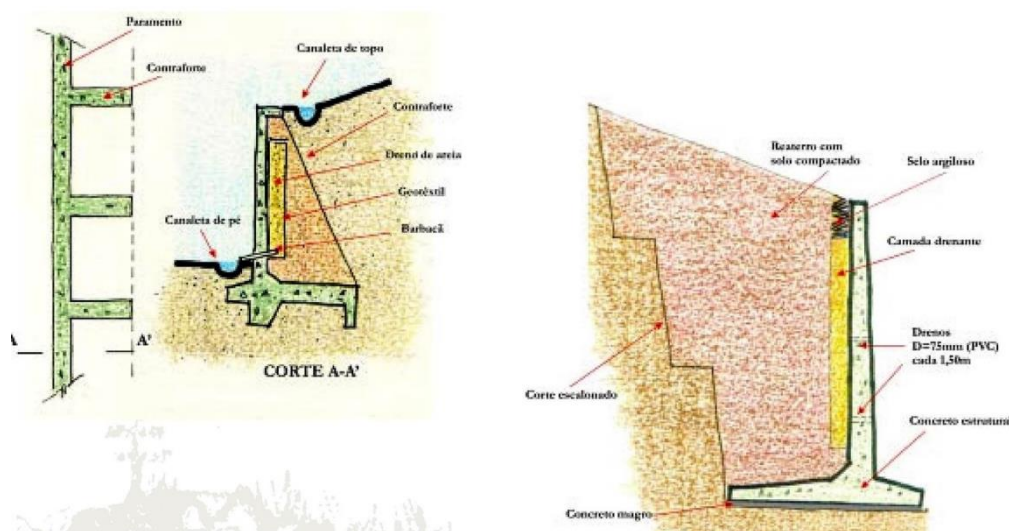
É vantajoso utilizar esta técnica de contenção devido à sua capacidade de se adaptar facilmente a geometrias curvas que seguem a topografia local. Para solos com teores de 50% a 90% de areia apresentam uma produção de solo-cimento mais econômica e durável, já para solos residuais maduros que contenham predominantemente argila, a estabilização com cal pode ser mais eficiente do que a estabilização com cimento (GEO-RIO, 2000), também é

possível misturá-lo com solo arenoso para atender aos requisitos de economia, durabilidade e resistência mecânica.

3.2.1.2 Muro de Concreto Armado

Existem distintas variantes de muros de concreto armado, cuja principal vantagem reside na redução do volume da estrutura de suporte. Entretanto, o seu custo se apresenta como um fator limitante, sendo significativamente mais elevado em comparação a outros tipos de muro de gravidade. A estabilidade desses muros é garantida pelo peso do material de aterro que atua sobre a base da laje, Figura 30, permitindo que o conjunto muro e aterro trabalhem como uma estrutura de gravidade (ALHEIROS *et al*, 2003).

Figura 30 - esquema de muro de concreto armado

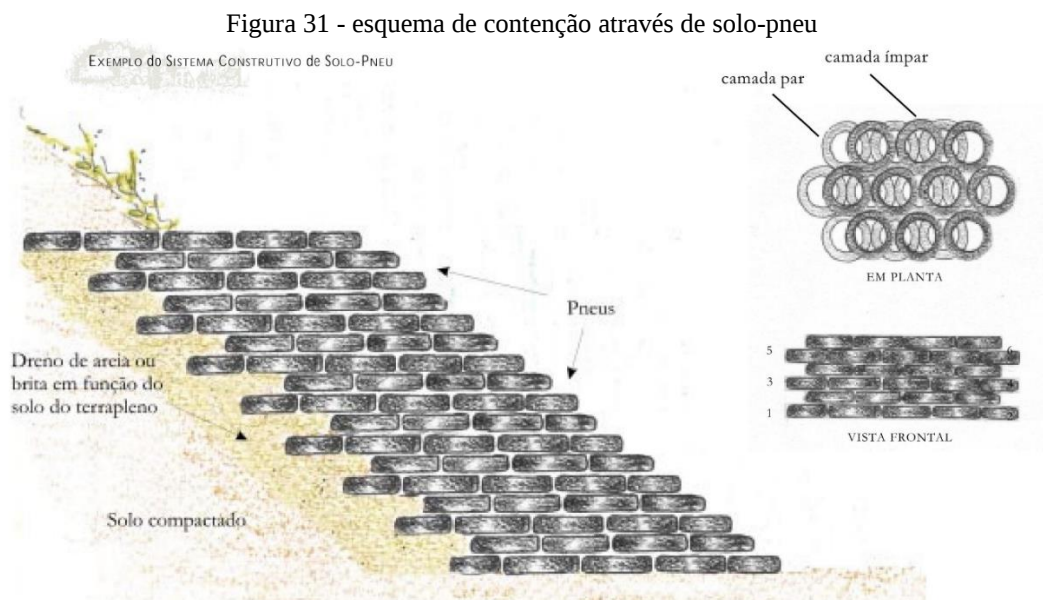


Fonte: Alheiros *et al*, 2003

Os muros de concreto armado são usualmente construídos sobre fundações diretas, embora em situações especiais, tais como solos de baixa capacidade de carga, seja necessário empregar fundações profundas, como estacas ou tubulões, que atendam às especificações do projeto. Para reduzir poropressão na contenção, é necessário utilizar sistemas de drenagem, como drenos de areia, geotêxtil ou barbacâ. As juntas de dilatação devem ser posicionadas com uma distância máxima de 20 metros e devem ser vedadas com um material flexível adequado. A construção do aterro deve ser feita em camadas de 0,20 m de espessura e compactado manualmente com o uso de cepos ou dispositivos mecânicos leves para evitar danos à estrutura (BARROS *et al*, 2017).

3.2.1.3 Muro de Solo-Pneu

Os muros de solo-pneu, segundo Alheiros *et al.* (2003), podem ser empregados como muros de arrimo ou muros de contenção, destacando-se pelo seu aspecto sustentável, uma vez que é construído com pneus descartados, além de ser uma solução de baixo custo e de fácil execução. A estrutura é formada pela disposição dos pneus em um arranjo pré-estabelecido para proporcionar uma boa amarração, conforme ilustrado na Figura 31. Os espaços entre os pneus são preenchidos com o próprio solo do talude compactado, o número de camadas utilizada é em função da altura, da inclinação e das características do fator de segurança da encosta. Em casos onde se utilize solos argilosos, é recomendável a utilização de drenos de areia e barbacãs para evitar pressões hidrostáticas excessivas. Essa técnica apresenta um excelente custo-benefício para muros de até 5 metros de altura (SOUZA, 2002).



Fonte: Alheiros *et al.*, 2003

3.2.2 Contenção com Solo Grampeado

A técnica de solo grampeado consiste na utilização de elementos de alta resistência à flexão, como barras de aço, hastes sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, microestacas ou, em casos especiais, estacas, para reforçar o solo. Esses elementos são introduzidos no solo na forma de grampos, visando a introdução de esforços resistivos de tração e cisalhamento. Segundo a GEO-RIO (2000), os grampos são montados de forma sub-horizontal, conforme ilustrado na Figura 32.

Figura 32 - fases de execução da contenção com solo grampeado



Fonte: GEO-RIO, 2000

3.2.3 Contenção com Solo Reforçado com Geossintético

As estruturas de contenção de encostas estão presentes em diversas obras de engenharia. Há anos atrás, as opções mais tradicionais de contenção, como retaludamento, concreto armado e outros muros de arrimo eram as únicas executadas nas obras de estabilidade. No entanto, a maioria dos muros de arrimo para estabilizar grandes altitudes acarretam em grandes tensões na fundação, elevando significativamente os custos (EHRlich e BECKER, 2009).

Ao longo dos anos, para superar essas dificuldades, surgiram as estruturas de solo reforçado, como a utilização de materiais geossintéticos como elementos de reforço, a exemplo das geogrelhas e dos geotêxteis, que permitem a execução de aterros com superfícies verticais ou quase verticais, sendo os primeiros muros de solo reforçado com geossintéticos registrados nos anos de 1970 segundo Allen (2003) *apud* Silva e Albuquerque (2022).

Atualmente, existem diferentes tipos de sistemas construtivos de muros de solo reforçado com geossintéticos, nos sistemas autoenvelopados, o geossintético é utilizado para confinar lateralmente o solo entre duas camadas de reforço, por meio de sua dobra e ancoragem no interior do muro, como exposto na Figura 33

Figura 33 - esquema de contenção com solo autoenvelopado com geossintético

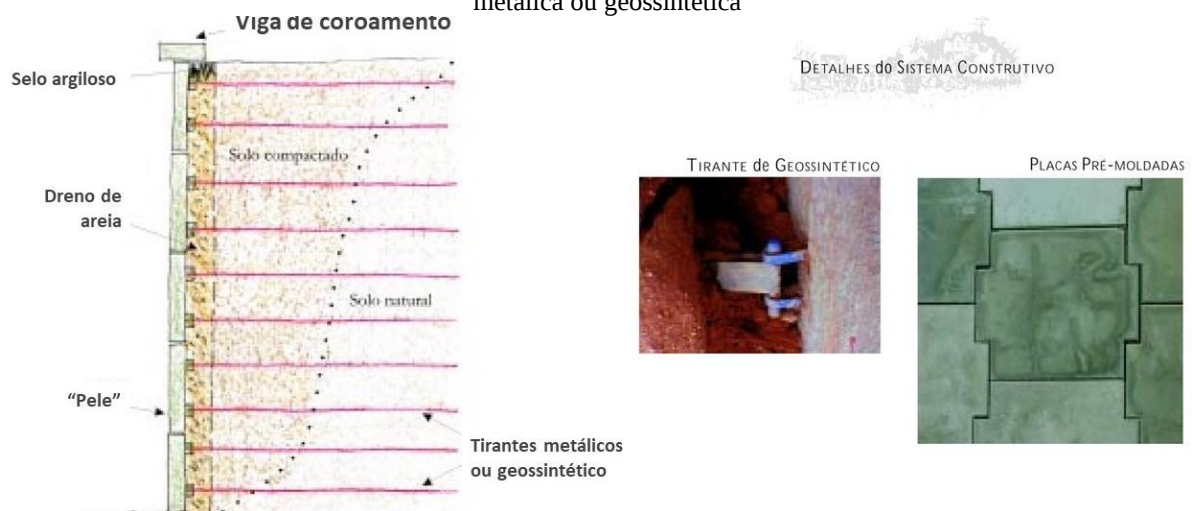


Fonte: Adaptado Silva & Albuquerque, 2022

- **CONTENÇÃO COM TERRA ARMADA COM PLACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, ANCORAGEM METÁLICA OU GEOSSINTÉTICA**

A técnica de contenção com terra armada consiste em utilizar placas pré-moldadas de concreto como revestimento externo, que são ancoradas por meio de tirantes metálicos ou geossintéticos que distribuem as pressões e resistem aos esforços por meio do atrito desenvolvido no solo compactado. Esquema de contenção demonstrada na Figura 34.

Figura 34 - esquema de contenção de terra armada com placa pré-moldada de concreto utilizando ancoragem metálica ou geossintética

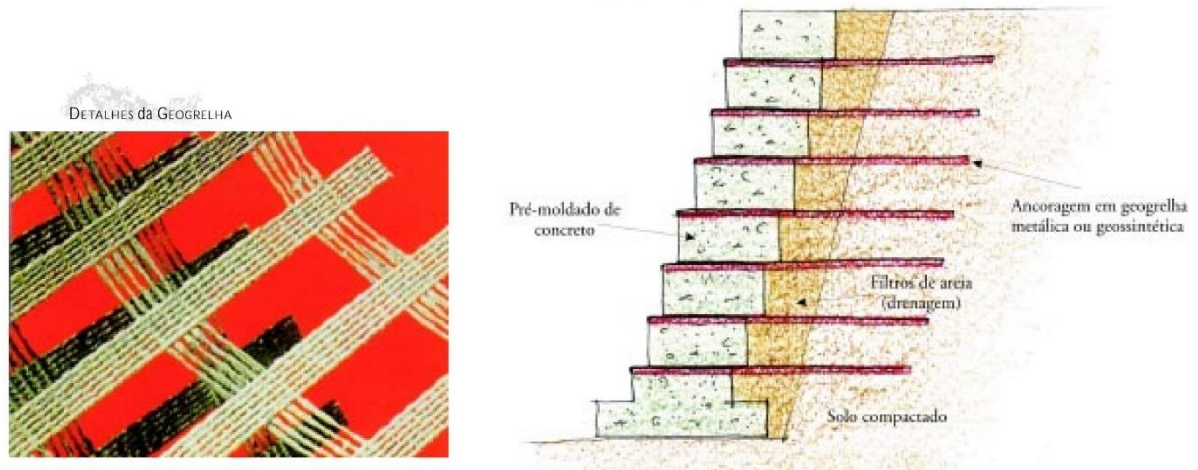


Fonte: Alheiros *et al*, 2003

- **CONTENÇÃO COM SOLO REFORÇADO COM PARAMENTO DE PRÉ-MOLDADO**

O sistema de contenção com solo reforçado e paramento de pré-moldado é uma opção altamente benéfica para contenção de taludes em áreas urbanas. Essa técnica é especialmente recomendada quando se busca uma estrutura semi-flexível, com construção simples e rápida, composta por um paramento frontal feito com blocos de concreto pré-moldado e um maciço estrutural reforçado com geogrelhas, Figura 35. Essa estrutura pode ser utilizada em qualquer altura necessária.

Figura 35 - esquema construtivo de contenção com solo reforçado com paramento de pré-moldado

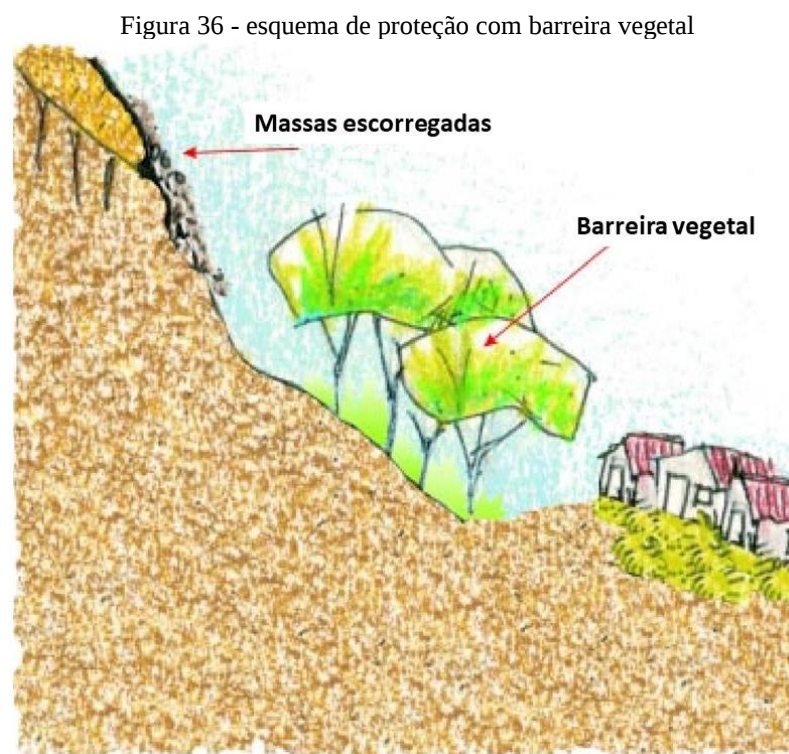


Fonte: Alheiros *et al*, 2003

4 OBRAS PARA PROTEÇÃO DE MASSA MOVIMENTADA

4.1 PROTEÇÃO COM BARREIRA VEGETAL

O objetivo das barreiras de vegetação consiste em conter as massas de solos deslizadas ou transportadas por processos erosivos a montante, que podem representar um risco para as ocupações e infraestruturas a jusante, Figura 36. Além disso, a retenção dos sedimentos desempenha um papel importante na minimização do assoreamento do solo e preenchendo os canais dos rios, atenuando as inundações.



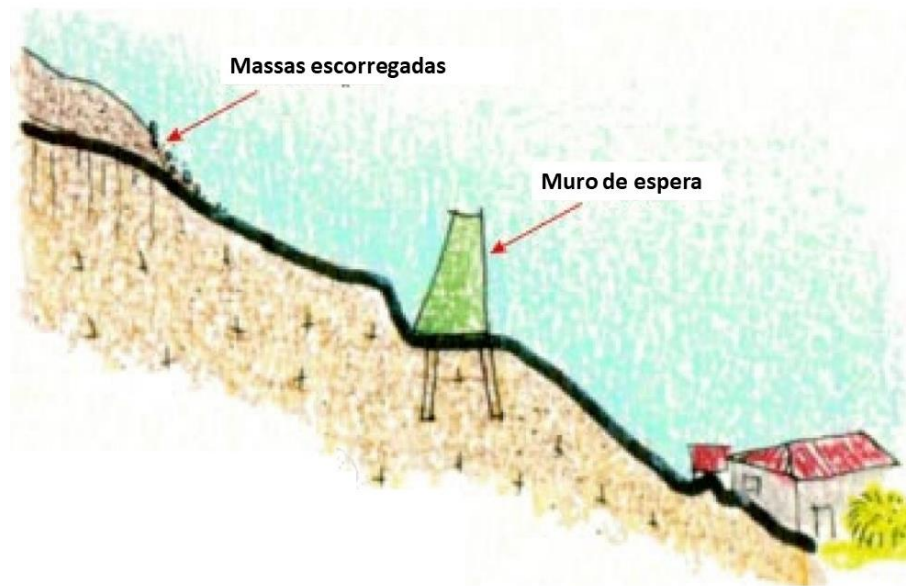
Fonte: Alheiros *et al*, 2003

A retenção dos solos contribui positivamente exercendo uma função estruturadora nas encostas. O aumento do volume de depósitos estacionários no sopé das encostas ajuda na estabilização dessas áreas. No entanto, é importante ressaltar que o crescimento da vegetação pode ser um processo lento. Apesar disso, as barreiras de vegetação possuem como principal vantagem o custo inferior aos muros de contenção, além de serem uma medida de preservação da natureza. Alheiros *et al* (2003) recomenda que as barreiras vegetais sejam combinadas com muros de espera, com a finalidade de elevar a margem de segurança da intervenção.

4.2 PROTEÇÃO COM MURO DE ESPERA

Segundo Cunha (1991) muros de contenção são estruturas similares aos muros de arrimo e são utilizados com o intuito de evitar que massas de solo escorreguem ou sejam transportadas por processos erosivos. Tais processos podem ocorrer a montante e representar riscos para infraestruturas e ocupações a jusante, Figura 37. Embora os muros de contenção apresentem um alto custo de construção, eles são aplicáveis em situações em que barreiras vegetais não são capazes de conter o material. Vale destacar que uma das principais vantagens em relação às barreiras vegetais é a rapidez na construção, permitindo que seja utilizada como uma solução emergencial.

Figura 37 - esquema de proteção com muro de espera



Fonte: Alheiros *et al*, 2003

5 METODOLOGIA

Neste capítulo, foram abordados todos os aspectos metodológicos da referente pesquisa realizada. Dessa forma, o estudo foi dividido em cinco fases distintas: pesquisas bibliográficas, visitas à área de estudo e caracterização das áreas de risco, realização de ensaios de laboratório, instrumentação das áreas de risco, além da coleta de dados geológicos da região, ao qual serão apresentadas em subtópicos a seguir. Essas etapas foram fundamentais para a obtenção dos dados necessários à análise dos fenômenos de movimento de massa e à proposição de uma solução adequada para a região.

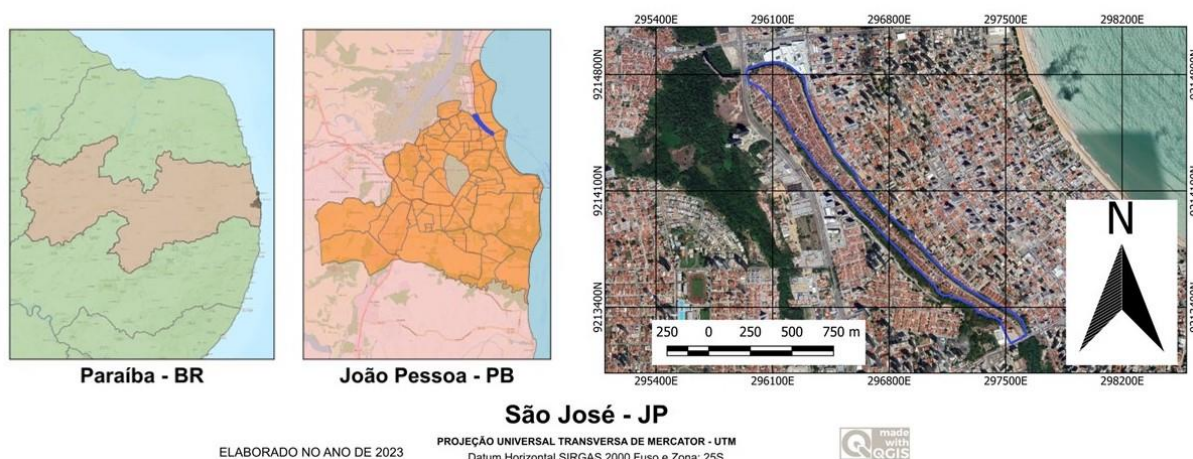
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

O estudo foi realizado no bairro do São José, por meio de visitas de campo e de levantamento bibliográfico da ocupação da região de deslizamentos.

O bairro São José, Figura 38, teve seu início com a ocupação de terrenos, às margens do rio Jaguaribe, por famílias oriundas da antiga comunidade Beira-Rio, com uso predominantemente residencial de características subnormais. O bairro reflete o parcelamento e ocupação do solo típicos de assentamentos espontâneos (ATLAS FILIPEIA/SEPLAN/PMJP, 2023).

Figura 38 - mapa de localização do bairro São José

Localização do bairro São José - PB

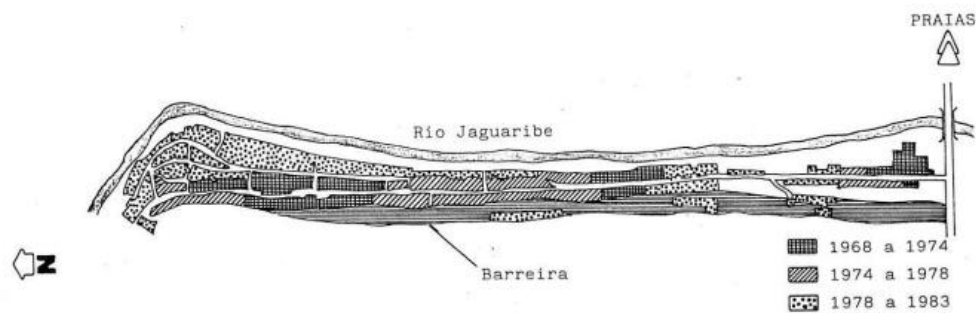


O bairro do São José é caracterizado pela sua desigualdade social, tendo o rio e talude como barreiras físicas que o separam de bairros mais abastados. Segundo os dados do último Censo Demográfico do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) de 2010, o

bairro ocupa uma área territorial de cerca de 34,98 hectares e abriga uma população de 7.078 habitantes.

Com o processo de industrialização, houve uma maior concentração de atividades econômicas nas cidades em detrimento das áreas rurais, o que causou uma expansão desordenada da cidade de João Pessoa. Com a escassez de áreas planas e seguras para morar, muitas pessoas, foram obrigadas a procurar melhores condições de vida, ocupando regiões que inapropriadas para habitação, colocando suas vidas em risco.

Figura 39 – expansão da ocupação do bairro São José no período de 1968 -1983



Fonte: Silva, 2021

Na Figura 39, observa-se o padrão de ocupação do bairro São José ao longo do tempo. As primeiras famílias se estabeleceram na região por volta de 1968, e entre 1968 e 1978, as casas foram construídas em terrenos com perfil topográfico pouco acidentado. No entanto, nos anos seguintes, com o adensamento da população, novas moradias foram construídas em áreas de risco, como no topo e pé da barreira e nas zonas marginais do rio Jaguaribe (SILVA, 2021).

Com moradias de baixo padrão construtivo sendo edificadas sobre o talude, na data de 22 de maio do ano de 1984, ocorreu o primeiro deslizamento de massa na região, Figura 40, deixando 6 pessoas mortas, 16 feridas e aproximadamente 2 mil pessoas ficaram desabrigadas (SANTOS, 2017 *apud* SILVA, 2021). Além dos danos materiais, mortes, quantidade de feridos e desabrigados, causaram grande comoção entre os moradores, como demonstrado no relatado por uma das residentes da área.

Quando a barreira caiu foi uma tristeza só [...] as pessoas moravam na barreira porque não tinha condição de morar em outro canto, então fazia suas casinhas e quando chovia como a barreira nesse tempo era muito alta, então a água que vinha de lá, [...] descia todinha, então quando amolecia o barro as casinhas que eram construídas de barro em cima... ali em cima era assim de casa uma pegadinha na

outra ai quando vinha o peso da agua os pé de pau, saiu levando tudo!
(CONCEIÇÃO, 2017 *et al* SILVA 2021).

Figura 40 – manchete de jornal sobre o primeiro deslizamento no São José



Fonte: Jornal Correio da Paraíba, publicação: 1984, *apud* Silva, 2021

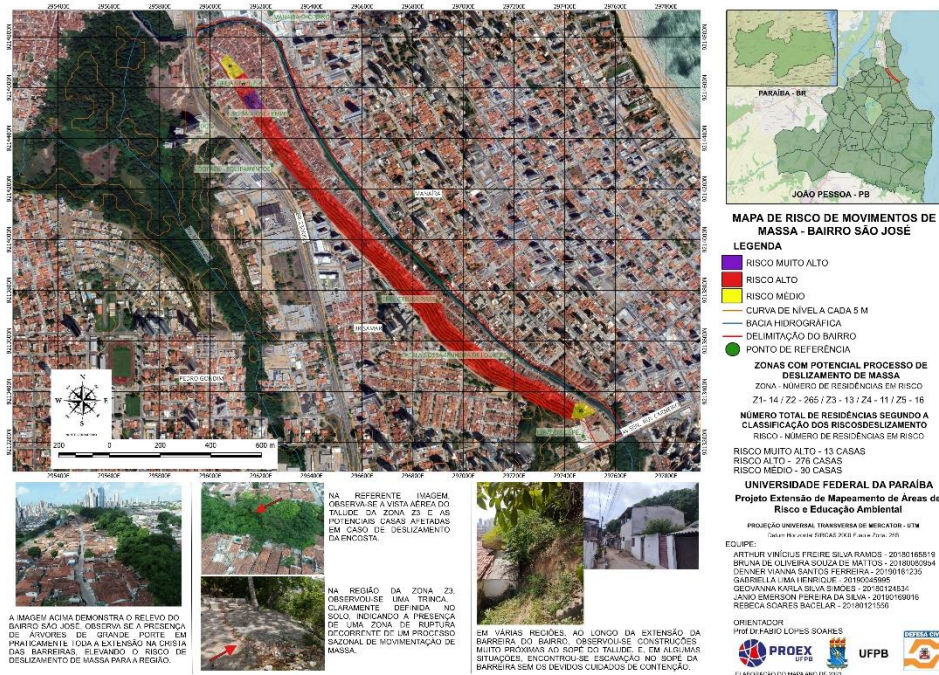
Após o trágico deslizamento de massa ocorrido na região, o poder público realizou ações para minimizar o risco de novos deslizamentos. No entanto, ao longo dos anos, foram registrados entre o período de 2000-2016 oito ocorrências de movimentos de massas relatados por Silva (2018).

Os frequentes deslizamentos se devem as características do bairro como: apresenta o perfil da barreira extremamente íngreme, chegando em alguns trechos a inclinações superiores a 45 graus, além da presença de árvores de grande porte no topo da encosta e construções no sopé do talude. Tais fatores contribuem para aumentar a vulnerabilidade da área a deslizamentos de massa.

5.2 TALUDE DE ESTUDO

A partir do mapa de risco de deslizamento de massa do bairro São José, foi selecionada a zona Z3, considerada de alto risco, para a realização do estudo. De acordo com o mapa de risco, Figura 41 e Apêndice D.

Figura 41 - mapa de risco do São José



Fonte: PROEX/UFPA, 2023

A zona Z3 é uma área delimitada geograficamente entre dois bairros distintos. Ela está situada na rua Valda Cruz Cordeiro, no bairro João Agripino, no topo do talude, e se estende até a rua Edmundo Filhos, no São José, que é a parte mais baixa do talude, a poucos metros após o pé da barreira. A Figura 42 ilustra a localização exata da zona Z3.

Figura 42 - localização do talude de estudo



Fonte: Próprio autor

A região estudada, apresenta uma trinca no solo bem definida, evidenciando uma zona de ruptura no solo decorrente de processo sazonal de movimento de massa, tendo o início no

ano de 2015 e intensificou-se ainda mais em 2021 até os dias atuais. A trinca possui aproximadamente 13,20 m de comprimento e 3,50 m de distância do topo, Figura 43.

Figura 43 - trinca no topo do talude



Fonte: Próprio autor

Através das visitas em campo e do levantamento fotogramétrico por meio de drone, obteve-se os aspectos locais descritos como: encosta natural, de relevo côncavo com inclinações médias de 45 graus, presença de vegetação arbórea na superfície do talude de alto e médio porte, e pés de banheiras no sopé do talude. As imagens do levantamento estão apresentadas no Apêndice A.

5.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba-UFPB, obedecendo todas as normas técnicas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), quando existir. Os seguintes ensaios foram realizados:

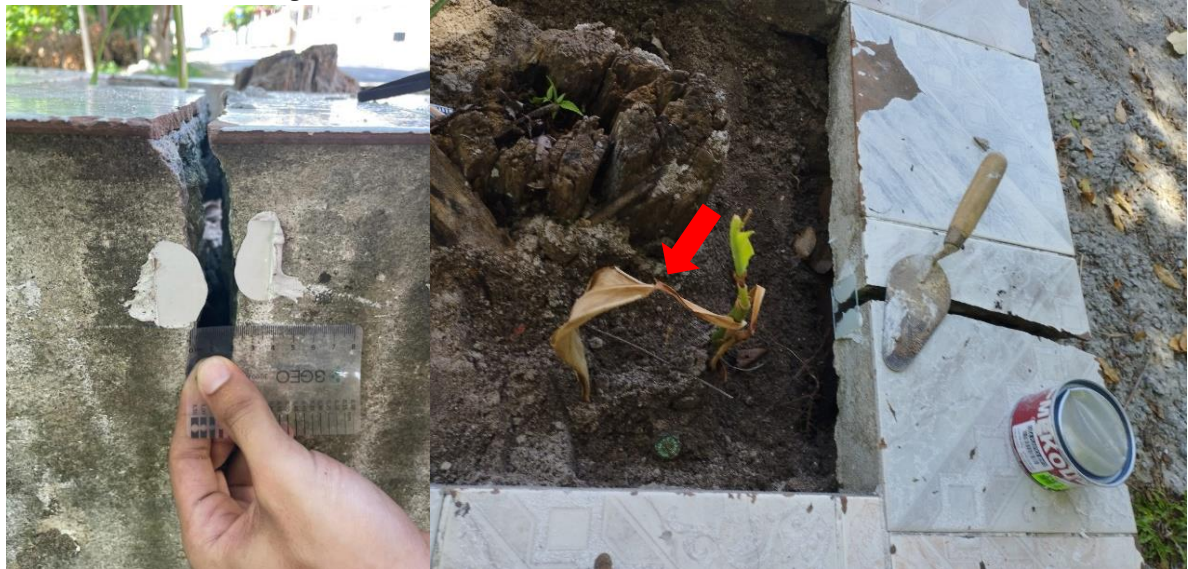
- Análise granulométrica conjunta (NBR 7181/2016);
- Massa específica dos sólidos (NBR 6508/84 cancelada e substituída pela NBR 6458/2016);
- Determinação dos limites de Atterberg:

- Limite de liquidez (NBR 6459/2016);
- Limite de plasticidade (NBR 7180/2016);
- Ensaio de compactação (NBR 7182/2016);
- Cisalhamento direto (segundo metodologia descrita por Head, 1996).

5.4 INSTRUMENTAÇÃO

A zona de deslizamento foi instrumentada com fissurometros através de lâminas de vidro com espessura de 2 mm e dimensões de 52 mm x 40 mm, a fim de monitorar os deslocamentos da fissura no talude. No total, foram colocadas quatro lâminas de vidro em locais estratégicos. A Figura 44 apresenta duas das lâminas de vidro utilizadas na instrumentação.

Figura 44 - instrumentada da trinca por meio de fissurometros



Fonte: Próprio autor

5.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS UTILIZANDO CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DA SONDAGEM SPT

Utilizou uma sondagem próxima ao talude, Anexo B, para realizar a correlação entre o *standart Penetration Test* (SPT) com a classificação do solo, com base nos métodos propostos por Godoy (1972) e Texeira (1996) *apud* Neto (2018), para obter os valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico natural, através do número de golpes do ensaio, foram utilizados as seguintes formulas:

- Coesão:

Equação 1: Texeira e Godoy (1996);

$$C = 10 \cdot N_{SPT}$$

- Ângulo de Atrito para Condições não Drenadas:

Equação 2: Godoy (1993);

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT}$$

Equação 3: Godoy (1993);

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ$$

- Peso específico natural:

Tabela 6 - correlação N_{spt} com peso específico para solos argilosos

Solos argilosos		
N_{SPT}	Consistência	Peso esp.(Kn/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Adaptado Godoy, 1972

Tabela 7 - correlação N_{spt} com peso específico para solos arenosos

Solos arenosos				
N_{SPT}	Compacidade	Peso esp.(Kn/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Muito mole	16	18	19
5 a 8	Mole	16	18	19
9 a 18	Média	17	19	20
19 a 40	Rija	18	20	21
≥ 40	Dura	18	20	21

Fonte: Adaptado Godoy, 1972

Onde;

N_{SPT} – Índice de resistência a penetração

ϕ – Ângulo de atrito

c – Coesão

5.6 SOFTWARES UTILIZADOS

Foram usados o auxílio de *softwares* para calcular dados topográficos e realizar a análise de estabilidade do talude, essas ferramentas tecnológicas contribuíram significativamente para a precisão dos resultados obtidos e para a confiabilidade das conclusões apresentadas. Os programas utilizados foram:

- Google Earth Pro: usado extrair dados altimétricos e identificar a as regiões afetadas;
- QGIS: por meio desse programa foi possível identificar características da região através de *shapefiles*;
- AutoCAD 2019: utilizado para desenhar os perfis de elevação dos taludes através de curvas de nível do Google Earth;
- GeoStudio 2022.1 licença estudante: através dele foi possível realizar as análises de estabilidade da encosta.

5.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Foram realizados cálculos considerando as tensões totais e a resistência não drenada, com base nos parâmetros obtidos durante o estudo. Essa análise foi realizada por meio de um modelo computacional utilizando o *software* GeoStudio 2022.1 Slope/W da Geo-Slope International. Dessa forma, a investigação foi programada pelo critério de estabilidade de Mohr-Coulomb, e analisada pelo método de limite de equilíbrio de: Bishop, Fellenius e Janbu.

6 RESEULTADOS E ANÁLISES

Os resultados e as análises foram organizados em quatro subcapítulos, seguindo a ordem cronológica da pesquisa. No primeiro subcapítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório das amostras coletadas em campo, fornecendo informações sobre as características superficiais do solo. O segundo subcapítulo aborda os resultados do solo por meio das correlações com parâmetros da sondagem SPT, sendo um parâmetro importante para compreender as camadas geológicas do solo. No terceiro subcapítulo, é realizada a modelagem e o cálculo do Fator de Segurança (FS) do talude por meio da retroanálise. Por fim, o quarto subcapítulo apresenta a proposta de estabilização do talude.

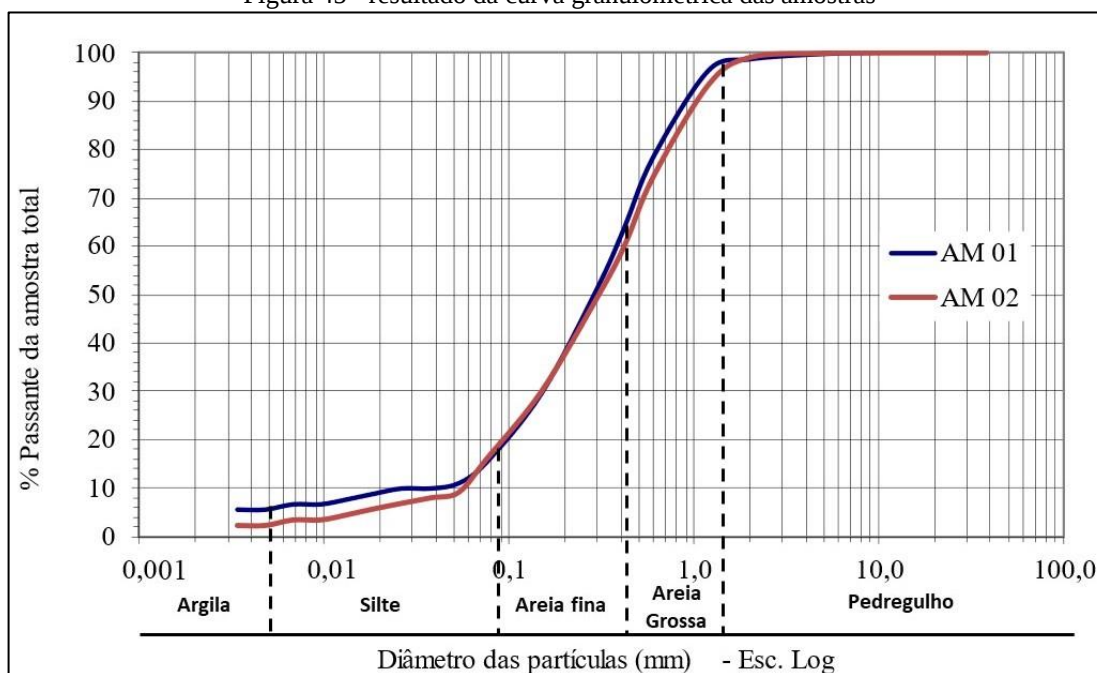
6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório foram realizados através de duas amostras deformadas, pesando 2 kg cada, para os ensaios de granulometria, limites de Atterberg e ensaio de compactação. Além disso, foram coletadas doze amostras indeformadas para o ensaio de cisalhamento direto. As amostras foram coletadas em condições de umidade natural, Apêndice B. Os resultados obtidos são apresentados no Apêndice C.

- ENSAIO DE GRANULOMETRIA

No ensaio de granulometria, é possível determinar a quantidade percentual de material retido em cada peneira de malha distinta. A amostra seca deformada de aproximadamente 100g foi coletada e colocada em um conjunto de peneiras empilhadas de forma decrescente, dispostas na seguinte forma: a fração de solo graúdo compreende as peneiras de 38,1 – 28,4 – 19,1 – 9,5 – 4,8 – 2,0 mm e o conjunto de peneiras referente a fração de solo miúdo compreende as peneiras de 1,2 – 0,6 – 0,42 – 0,30 – 0,15 – 0,074 mm. Após agitação das peneiras, registrou-se a quantidade de amostra retida em cada peneira e, por meio de uma balança eletrônica pesou-se a massa de cada fração retida. Com base nesses dados, obteve-se a curva granulométrica da amostra deformada 1 e 2, Figura 45.

Figura 45 - resultado da curva granulométrica das amostras



Quanto ao diâmetro dos grãos, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) classifica os solos em cinco grupos, de acordo com a Tabela 8, que inclui pedregulhos, areias grossas, e finas, siltes e argilas. No entanto, devido às limitações físicas das peneiras utilizadas no ensaio de granulometria por peneiramento, a separação das frações de argila e silte foram realizadas através do ensaio de sedimentação. A análise granulométrica apresentou as seguintes porcentagens de materiais:

Tabela 8 - resultado das frações granulométricas das amostras

Resumo da Granulometria - DNIT		
Material	Amostra 1 (%)	Amostra 2 (%)
Pedregulho ($d > 2,00\text{mm}$)	1,43	0,96
Areia Grossa ($0,42\text{mm} < d \leq 2\text{mm}$)	34,97	38,97
Areia Fina ($0,075\text{mm} < d \leq 0,42\text{mm}$)	44,15	39,54
Silte + Argila ($d \leq 0,075\text{mm}$)	19,46	20,53
Total	100,00	100,00
Areia Total (entre a Pen Nº 10 e a 200)	79,12	78,51

Fonte: Próprio autor

A análise da curva granulométrica, demonstra que se trata de um solo bem graduado, com grande porcentagem de areia. Classificado como areia silto-argilosa com vestígios de pedregulho.

- ENSAIO PARA DETERMINAR A MASSA ESPECÍFICA SÓLIDOS

A determinação da densidade real das amostras coletadas é um importante parâmetro para análise das propriedades do solo. Para a realização desse ensaio, utilizou-se a metodologia estabelecida pela NBR 6458 (ABNT, 2016), que descreve o procedimento para obter-se a massa específica real do solo. No procedimento, utilizou-se um picnômetro com massa conhecida, no qual foi adicionada água destilada de volume conhecido e, posteriormente, completado com o solo seco de massa conhecida, sendo o volume da água deslocada o volume dos grãos. Através do valor da massa e do volume, consegue-se calcular o peso específico. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - resultado do ensaio de densidade real das amostras

Ensaio de Densidade Real					
Picnômetro	Nº	Amostra 1		Amostra 2	
		4	5	2	3
P1 = massa do Pic. Limpo seco	g	46,7600	45,1900	43,9800	39,1100
P2 = P1 + solo seco	g	56,7600	55,1900	53,9800	49,1100
P3 = P2 + água	g	114,1100	112,6300	108,2600	98,7900
P4 = P1 + água	g	108,2000	106,7000	102,4100	92,7300
Temperatura de ensaio	°C	23,0000	23,0000	23,0000	23,0000
Massa esp. água tem. ensaio	g/cm ³	0,9976	0,9976	0,9976	0,9976
Massa esp. água 20°C	g/cm ³	0,9982	0,9982	0,9982	0,9982
Densidade 20°C	-	2,4450	2,4570	2,4096	2,5381
Densidade Média	-	2,4510		2,4739	
Densidade Real	-	2,4495		2,4724	

Fonte: Próprio autor

Para o solo estudado foram obtidos os seguintes resultados para a densidade real, amostra 1: 2,45 g/cm³ e amostra 2: 2,47 g/cm³.

- ENSAIO PARA DETERMINAR OS LIMITES DE ATTERBERG

Os ensaios de Limites de Consistência conhecido com Limite de Atterberg permitem determinar os limites de consistência do solo, que se refere ao grau de ligação entre as partículas das substâncias. Quando é aplicado a solos finos ou coesivos, a consistência está relacionada ao teor de umidade presente no solo.

O Limite de Liquidez (LL) é o valor de umidade no qual o solo transita do estado líquido para o estado plástico. O ensaio é realizado com o auxílio do aparelho de Casagrande, que permite a determinação do teor de umidade necessário para unir os bordos inferiores de uma canelura aberta na massa de solo, após 25 golpes de mesma energia de impacto, utilizando um cinzel com dimensões padronizadas, Figura 46.

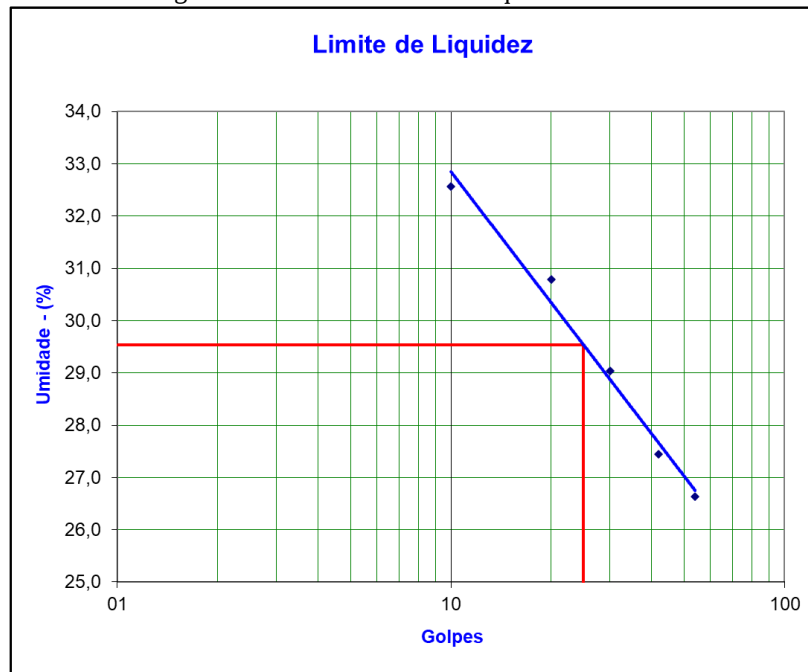
Figura 46 – aparelho Casagrande para execução do ensaio de Limites de Consistência



Fonte: Próprio autor

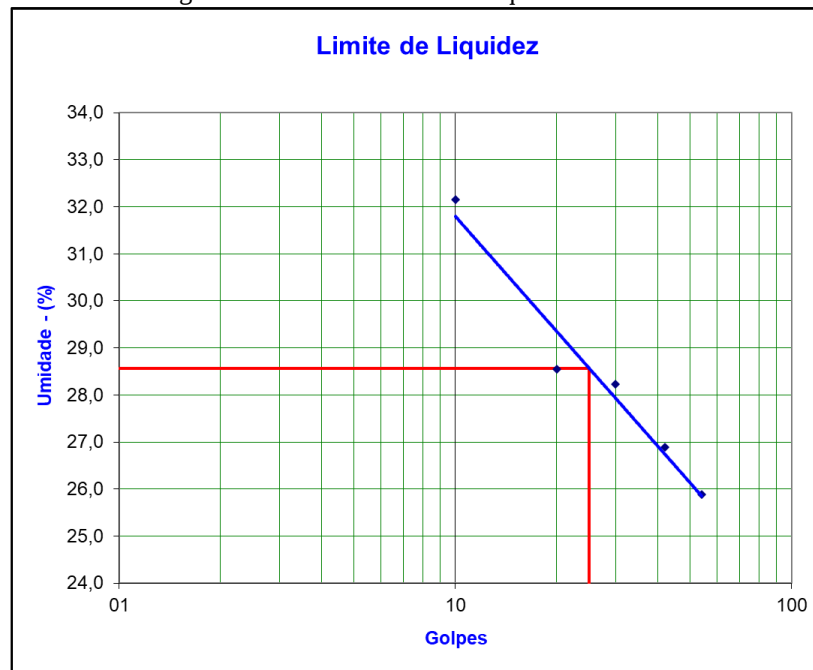
Para o ensaio, foi realizado o procedimento repetidamente por cinco vezes, alterando o teor de umidade gradativamente, ao qual obteve-se pontos de (teor de umidade por golpes). Entre os pontos foi traçada uma reta passando o mais próximo possível de todos os pontos. O Limite de Liquidez foi determinado por meio do gráfico, traçando o ponto da reta em que representa os 25 golpes, resultados da amostra 1 e 2 na Figura 47 e Figura 48, respectivamente.

Figura 47 - resultado limite de liquidez amostra 1



Fonte: Próprio autor

Figura 48 - resultado limite de liquidez amostra 2



Fonte: Próprio autor

O ensaio Limite de Plasticidade (LP) é definido como o teor de umidade no qual o solo muda do estado plástico para o estado semi-sólido, responsável pela propriedade que permite ao sólido ser moldado. Esse limite é determinado quando o solo começa a se fragmentar em pequenos pedaços quando enrolado em bastões de 3 mm de diâmetro em uma

placa esmerilhada, sendo o menor teor de umidade em que o solo apresenta comportamento plástico, Figura 49.

Figura 49 - execução do ensaio de limite de plasticidade



Fonte: Próprio autor

A partir dos valores de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), é possível obter o Índice de Plasticidade (IP), que indica a faixa de plasticidade do solo. O IP é diretamente influenciado pela composição do solo, sendo um parâmetro importante para obras da construção civil, uma vez que solos com menor IP tendem a ser mais arenosos, enquanto solos com maior IP tendem a ser mais argilosos, estes por sua vez apresentam elevadas taxas de recalques quando carregados. (FIORI, 2016), Tabela 10.

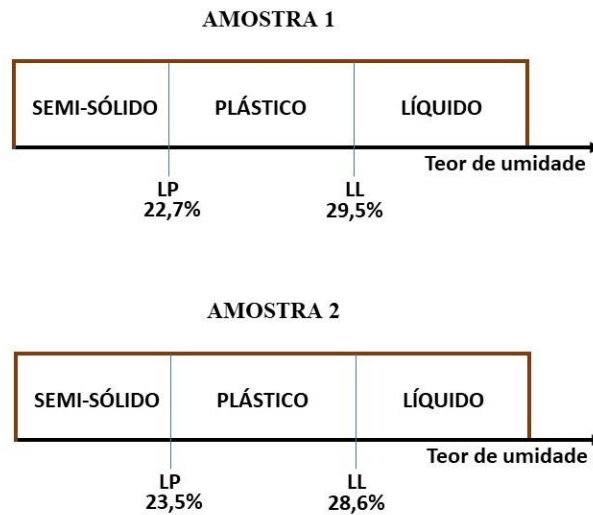
Tabela 10 - classificação do solo segundo a plasticidade

Índice de Plasticidade (LP)	Denominação
IP < 1	Não plástico
1 < IP < 7	Levemente plástico
7 < IP < 17	Moderadamente plástico
17 < IP < 35	Altamente plástico
IP > 35	Extremamente plástico

Fonte: Fiori, 2016

Dessa forma, através dos ensaios obteve-se resultados das amostras, para a amostra 1: LL=29,5%; LP=22,7%; IP=6,8%, para a amostra 2: LL=28,6%; LP=23,5%; IP=5,1%, como em ambas as amostras o IP ficou abaixo de 7 o tipo de solo é classificado como fracamente plástico, resultados representados na Figura 50.

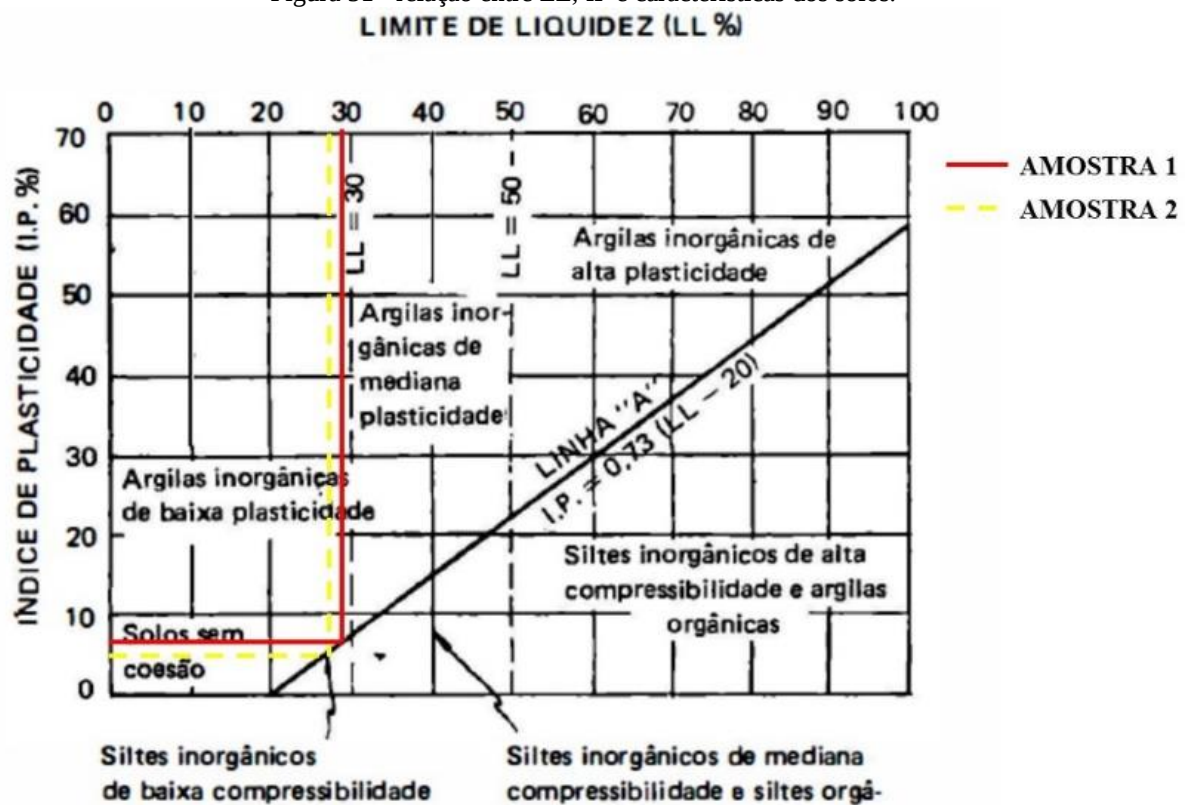
Figura 50 - resultados dos ensaios de limites do solo - LL e LP



Fonte: Próprio autor

Caputo (1996) correlaciona o Limite de Liquidez (LL) e o Índice de Plasticidade (IP) através do ábaco, Figura 51. Ao qual, é possível classificar o solo em relação a resistência a compressão e coesão. A “LINHA A” expressa para valores acima da mesma a predominante de argila no solo, enquanto os valores abaixo dessa linha indicam a predominância de silte.

Figura 51 - relação entre LL, IP e características dos solos.

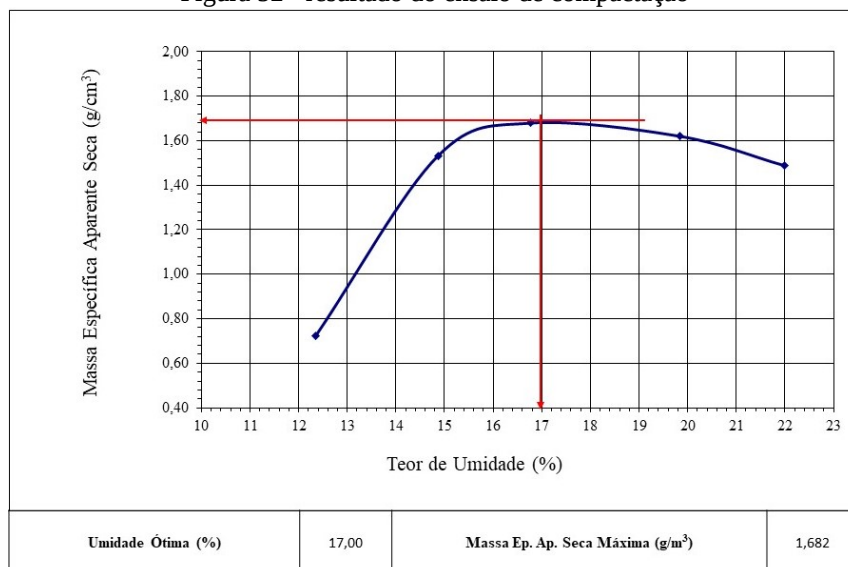


Ambas amostras foram classificadas com baixo índice de plasticidade, confirmando o baixo teor de argila no solo, obtida no ensaio de granulometria.

- ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação permite estabelecer uma relação entre o teor de umidade e o peso específico seco do solo, quando compactado com uma determinada energia. O ensaio realizado foi o de Proctor, regulamentado pelas normas ABNT NBR-7182/2016 e DNER-M162/94, as características inerentes a cada energia é classificada como normal, intermediária ou modificada, que consiste na aplicação de sucessivos impactos de um soquete padronizado na amostra, a Figura 52 apresenta os resultados obtidos.

Figura 52 - resultado do ensaio de compactação



Fonte: Próprio autor

Dessa forma, ao obter a umidade ótima do solo, torna-se possível utilizar o solo de corte para a realização do aterro compactado. Após a compactação, suas características são otimizadas, resultando no aumento do peso específico e da resistência ao cisalhamento do solo, além da redução do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade.

- ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O objetivo do ensaio é determinar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito através do equipamento de prensa de cisalhamento direto manual. Para obtenção dos dados, foram

realizadas leituras das deformações horizontais e verticais utilizando extensômetros com sensibilidade de 0,01 mm, além do uso de anéis de carga para aferir a força horizontal. Os ensaios foram executados em condições de solo natural e saturado com cargas variando entre 5 kg, 10 kg e 15 kg, obtendo uma correlação entre a tensão cisalhante na ruptura e a tensão normal, definindo-se diretamente a envoltória de Mohr-Coulomb, Figura 53.

Figura 53 - execução do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Próprio autor

Com base nas tensões de cisalhamento máximas obtidas para cada tensão normal, elaborou-se a envoltória de resistência característica do solo do talude investigado, estabelecendo uma relação entre a tensão normal e a tensão cisalhante máxima para os ensaios realizados nas condições de umidade natural e inundada. O Apêndice C exibe as envoltórias obtidas e as equações correspondentes que possibilitam a determinação da coesão e do ângulo de atrito do solo em cada condição das amostras.

A partir das envoltórias, obteve-se os valores para coesão e ângulo de atrito, respectivamente, para cada amostra, no cenário natural e inundado, Tabela 11.

Tabela 11 - resultados do ensaio de cisalhamento direto

Amostra	Estado da amostra	Ângulo de atrito (°)	Coesão (Kpa)
1	natural	25°	7,18
2	natural	22°	6,47
3	inundada	19°	3,43
Aterro compactado	inundada	12°	12,99

Fonte: Próprio autor

A obtenção da coesão e ângulo de atrito são parâmetros geotécnicos essenciais, sendo fonte de informações importantes para o desenvolvimento de estudos geotécnicos. Esses parâmetros são utilizados como entrada para calcular o Fator de Segurança (FS) de taludes (análise de estabilidade), elaborar projetos de contenções e realizar a análise de estabilidade de fundações.

6.2 RESULTADOS DO SOLO POR MEIO DA CORRELAÇÕES COM PARÂMETROS DA SONDAGEM SPT

Para as camadas mais profundas do solo foi adotado os valores de: coesão, ângulo de atrito e peso específico através correlação do ensaio SPT, propostas Godoy (1972) e Texeira (1996) *apud* Neto (2018). A partir do resultado da sondagem, Anexo B, o solo foi subdividido em seis camadas, os parâmetros obtidos encontram-se na Tabela 12.

Tabela 12 - resultados do solo por meio das correlações com parâmetros da sondagem SPT

Camada	NSPT	Ângulo de atrito (Godoy) (°)	Ângulo de atrito (Texeira) (°)	Coesão (Kpa)	Peso específico (Kn/m³)
1	6	30,4°	26,0°	60	18
2	13	33,0°	31,0°	130	19
3	21	36,0°	35,0°	210	20
4	28	39,2°	38,7°	280	20
5	22	36,8°	36,0°	220	20
6	IMPENETRÁVEL				

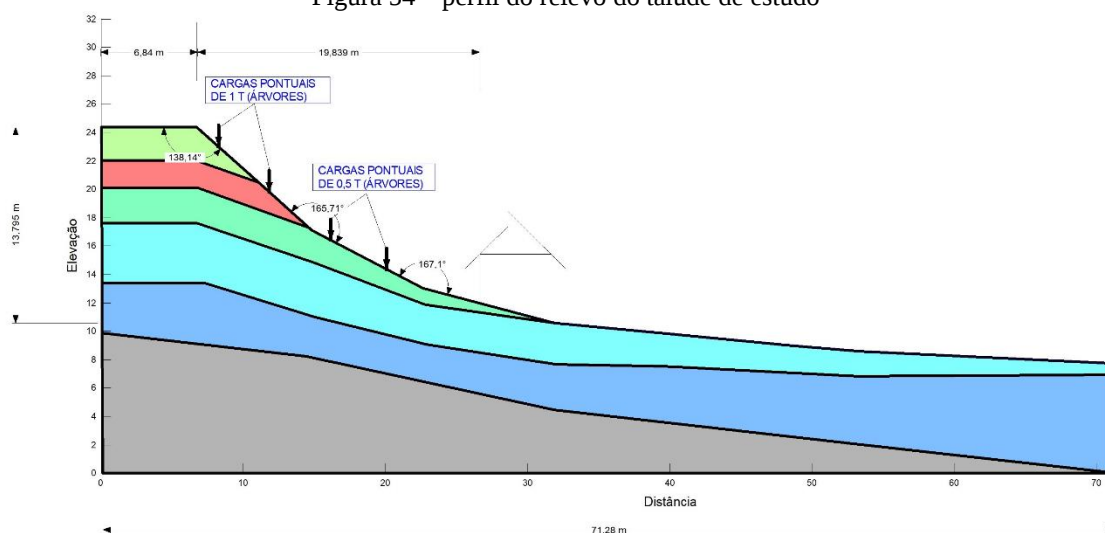
Fonte: Próprio autor

6.3 MODELAGEM DO TALUDE ATRAVÉS DA RETROANÁLISE

Na retroanálise, buscou-se descobrir o Fator de Segurança FS para as condições naturais do talude em épocas de chuva, utilizou-se o *software* GeoStudio 2022.1, através da licença estudantil, na análise SLOPE/W.

Por meio do georreferenciamento, foi traçado o perfil transversal da barreira, com o talude tendo aproximadamente 13,79 m de altura e 20 metros de distância das habitações e de perfil côncavo. Por meio da sondagem próxima da zona foi possível conhecer de forma aproximada as camadas do solo, possibilitando a elaboração das disposições das camadas, Figura 54.

Figura 54 – perfil do relevo do talude de estudo



Fonte: Próprio autor

Durante as visitas de campo, observou-se a presença de árvores, de grande e médio porte, ao longo do talude, suas cargas foram lançadas pontualmente na face da barreira. Os parâmetros de ângulo de atrito, coesão e peso específico, foram adotados por meio da retroanálise para as camadas 1 e 2, a partir dos dados obtidos pelos ensaios de laboratórios, foi variado o ângulo de atrito, coesão e peso específico entre o estado do solo natural e saturado, com o objetivo obter os parâmetros no momento da ruptura da encosta. Para as camadas 3, 4, 5, 6, os valores adotados para os parâmetros foram obtidos pela sondagem, Tabela 13 apresenta os parâmetros adotados na análise.

Tabela 13 - parâmetros adotados de ângulo de atrito, coesão e peso específico

CAMADA	ÂNGULO DE ATRITO (°)	COESÃO (Kpa)	PESO ESPECÍFICO (Kn/m³)
1 natural	25°	7,19	16
1 retroanalizada	22°	5	18
2 natural	25°	7,19	16
2 retroanalizada	22°	6	18
3	31°	10	20
4	35°	10	20
5	35°	20	20
6	ROCHA		

Fonte: Próprio autor

Diante dos dados, foi modelado e analisado no programa de cálculo, a barreira, adotando dois cenários: solo saturado para a condição retroanalizada, e o outro cenário, na condição natural do solo. Dessa forma, calculou-se o fator de segurança para o cenário 1 e cenário 2, através dos métodos de análise: Bishop, Fellenius e Janbu, expressos na Figura 55, Figura 56 e Tabela 14.

Figura 55 - resultados da análise no cenário 1: solo saturado para a condição retroanalizada

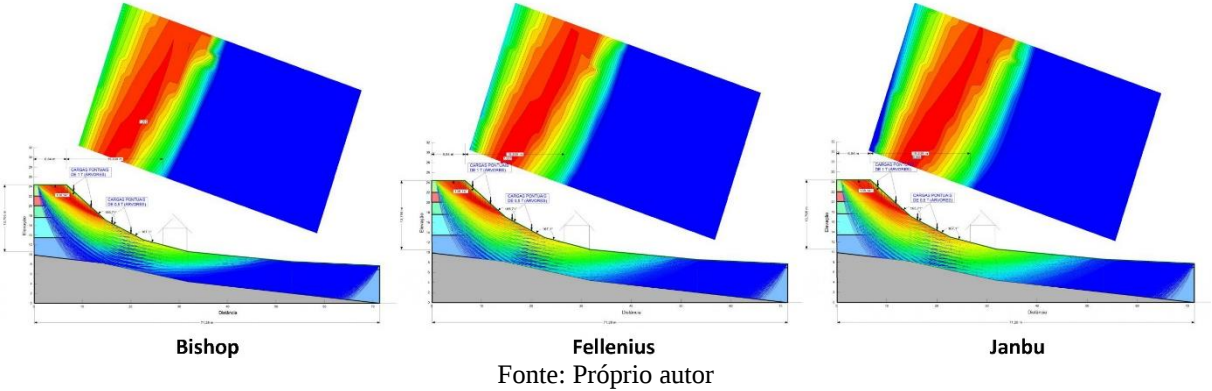


Figura 56 - resultados da análise no cenário 2: condição natural do solo

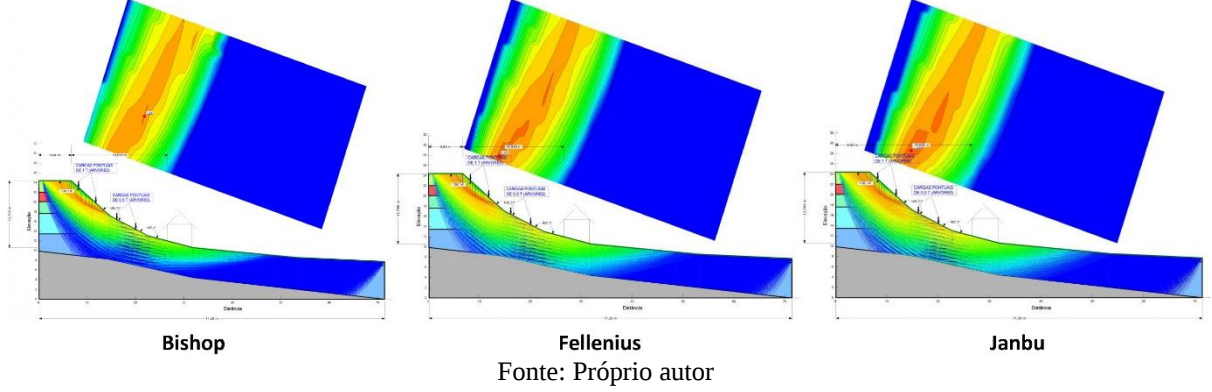


Tabela 14 - resultados da análise do talude

Método	FS - Retroanálise	FS - Solo natural
Bishop	1,035	1,203
Fellenius	1,007	1,268
Janbu	0,986	1,186
Médio	1,009	1,219

Fonte: Próprio autor

Percebe-se que, em todas as análises realizadas, o Fator de Segurança (FS) encontrado é inferior ao valor mínimo de 1,4 recomendado pela NBR 11682 (ABNT, 2009). De acordo com a norma, o valor mínimo do FS é obtido através da análise dos danos potenciais em vidas

humanas, materiais e ambientais, sendo classificados como alto e baixo, respectivamente. Os critérios para a definição dos danos podem ser encontrados no Anexo C. A Tabela 15 apresenta o valor mínimo do FS para a região estudada.

Tabela 15 - fatores de segurança mínimos para deslizamentos NBR – 11682/2009

Nível de segurança contra danos a vidas humanas Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.
 NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.
 NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682/2009

O baixo fator de segurança encontrado explica a lenta movimentação do talude que vem acontecendo desde o ano de 2015 na região, caracterizando um processo sazonal de movimento de massa, ocorrendo nos períodos de alta precipitação e de chuvas acumuladas, acarretando na saturação do solo e consequentemente a: elevação da densidade, diminuição do ângulo de atrito e a coesão aparente podendo cair a praticamente nula.

6.4 PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO

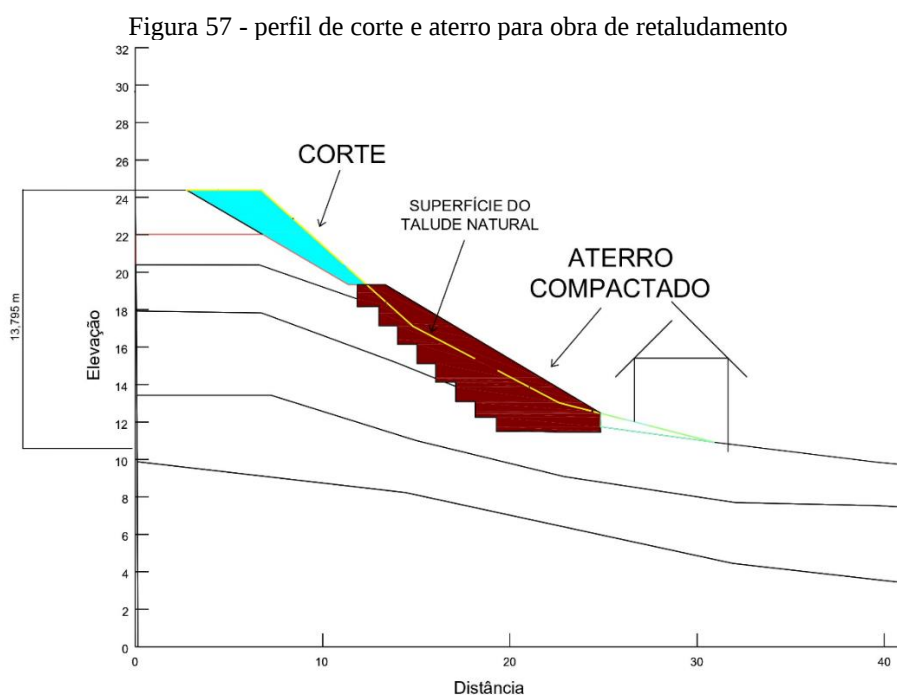
Durante a análise de estabilidade do maciço, observa-se que o fator de segurança calculado é menor que o fator mínimo de segurança recomendado pela NBR 11682:2009, para o talude em análise, é necessário uma ação estabilizante, a fim de garantir a segurança dos moradores da região.

O objetivo principal das técnicas de estabilização de taludes é aumentar a segurança da barreira. Para projetar-se adequadamente uma contenção, de forma que se mantenha estável, deve-se levar em consideração: dados de investigação de campo, ensaios de laboratório, análises de estabilidade efetuadas, forma de execução e posteriormente a sua manutenção.

O solo da região apresenta granulometria bem graduada, com grande porcentagem de areia, evidenciado pela pouca plasticidade encontrada no ensaio de granulometria. Apresentando bons resultados de coesão e ângulo de atrito para os cenários natural e submerso. Estes resultados caracterizam-se como adequado para ser usado para obra estabilizante do talude.

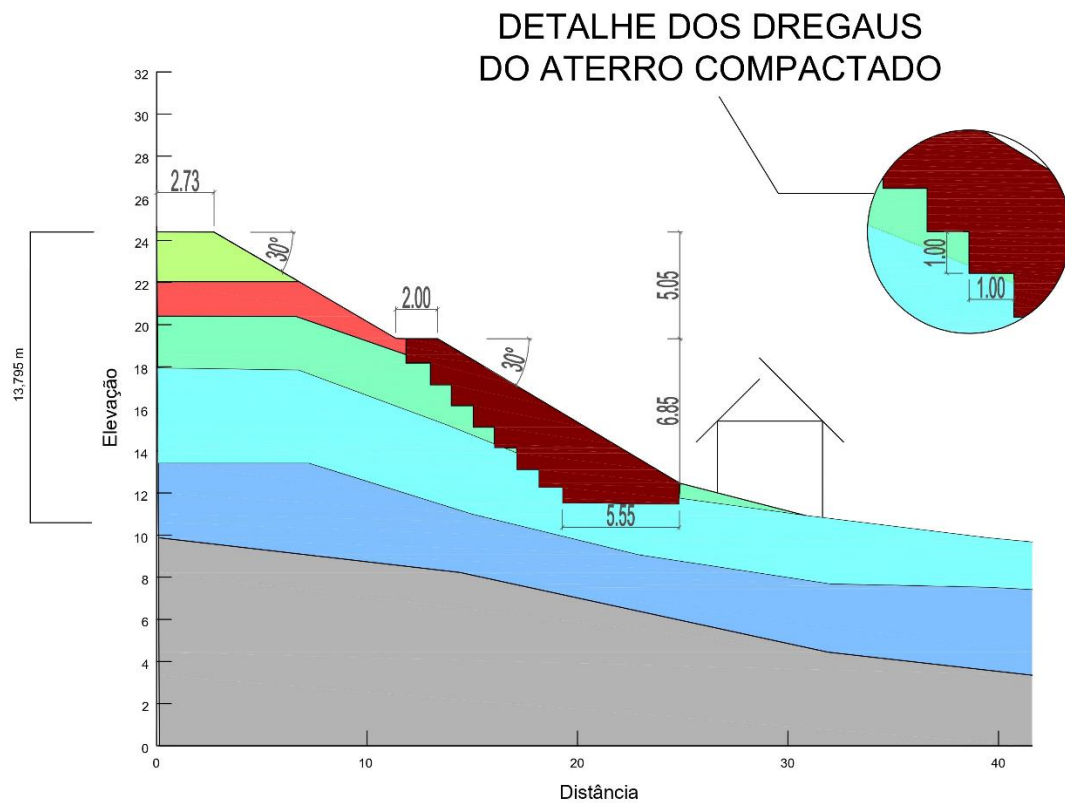
Considerando as boas características do solo, atrelado ao aspecto que a barreira possui espaço adequado no topo e pé, além de uma altura favorável, corroborando a viabilidade de estabilizar a barreira por meio do processo de retaludamento, utilizando o próprio solo de corte como material de aterro. Essa abordagem permite uma obra mais econômica. No entanto, é importante ressaltar que o sistema de retaludamento deve ser acompanhado pela instalação de drenos eficientes nas bermas, topo e pé do talude, em conjunto com adoção da proteção superficial para reduzir a infiltração no solo e prevenir erosões. Dessa forma, a combinação dessas medidas contribuirá para garantir a estabilidade e durabilidade da obra de retaludamento.

Diante dessa análise, foi proposto o retaludamento como solução, uma vez que é conhecido por apresentar resultados satisfatórios (NETO, 2018). No projeto, o talude original foi dividido em dois taludes distintos, separados por uma berma com comprimento de 2 metros. Os perfis dos novos taludes foram remodelados para suavizar as inclinações, adotando-se inclinação de 30° , proporção de largura e altura de 2:1,15, Figura 57 e Figura 58.



Fonte: Próprio autor

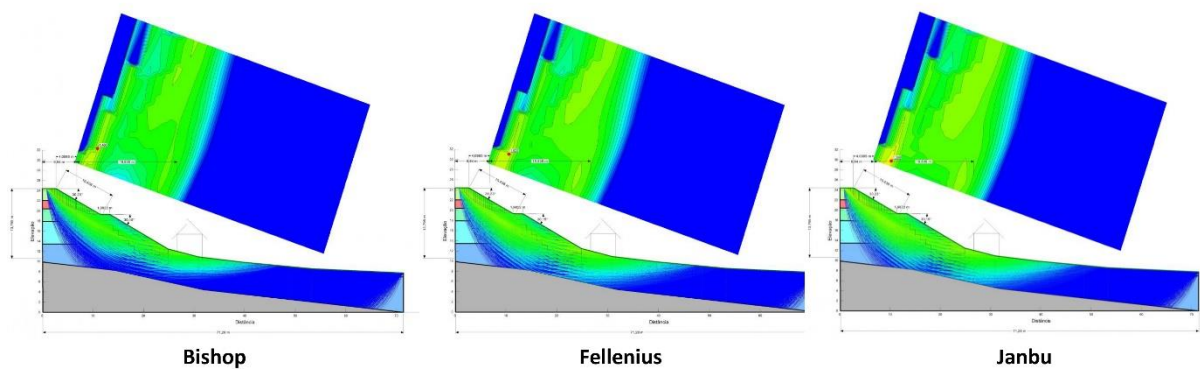
Figura 58 - perfil do retaludamento



Fonte: Próprio autor

Para o estudo, foram adotados os parâmetros do aterro compactado da amostra retirada do talude, e passadas para o SLOPE/W. Realizou-se a análise de estabilidade em dois cenários, cenário 1: solo saturado para as condições encontradas na retroanálise e cenário 2: solo natural. Dessa forma, foi possível calcular o fator de segurança através dos métodos de análise: Bishop, Fellenius e Janbu, expressos na Figura 59, Figura 60 e Tabela 16.

Figura 59 - resultados da análise do retaludamento para o cenário 1: solo saturado para as condições encontradas na retroanálise



Fonte: Próprio autor

Figura 60 - resultados da análise do retaludamento para o cenário 2: solo natural

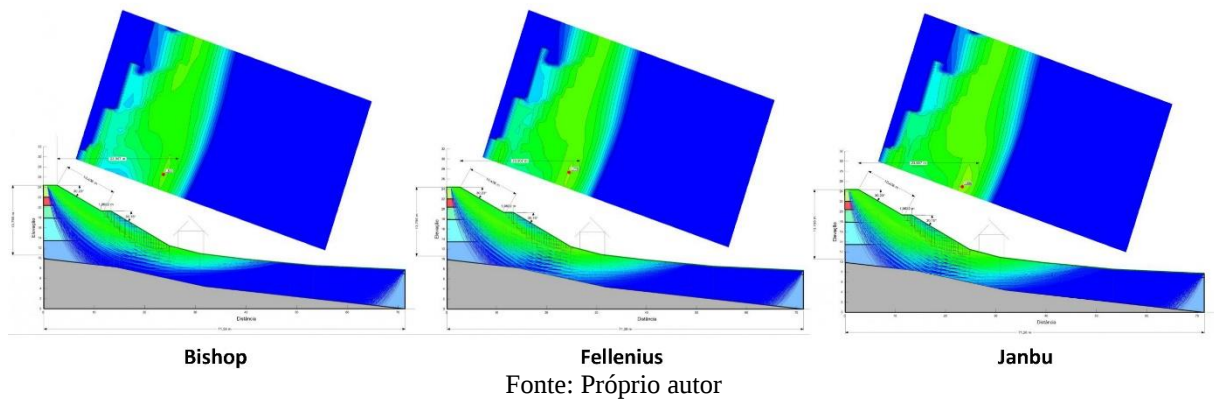


Tabela 16 - resultados da análise do retaludamento

Método	FS – Cenário 1	FS – Cenário 2
Bishop	1,46	1,80
Fellenius	1,62	1,77
Janbu	1,40	1,68
Médio	1,49	1,75

Fonte: Próprio autor

Os resultados das análises indicam que em todos os cenários considerados, o fator de segurança (FS) encontrado é superior ao valor mínimo recomendado pela NBR 11682 (ABNT, 2009) de 1,4. O valor mínimo do FS é obtido através da análise dos danos potenciais em termos de vidas humanas, materiais e ambientais, sendo classificados como alto e baixo, respectivamente. Portanto, pode-se afirmar que o projeto de retaludamento proposto atende aos critérios estabelecidos pela norma.

Para complementar a estabilização por retaludamento, foi proposto a implementação de proteção vegetal e de um sistema de drenagem superficial.

- Proteção vegetal

A adoção de proteção vegetal em taludes tem sido objeto de estudos que investigam a eficiência de diferentes espécies vegetais na promoção da estabilidade. Entre essas espécies, destacam-se aquelas com raízes mais profundas que têm se mostrado capazes de impermeabilizar uma porcentagem do solo, conferindo-lhe maior estabilidade, conforme detalhado na seção 3.1.2 do trabalho.

No estudo, optou-se pela utilização do capim vetiver como cobertura vegetal, devido ao seu crescimento acelerado para região do nordeste principalmente a litorânea. Conforme

evidenciado por Júnior (2019), essa espécie apresenta um crescimento médio de 3,13 metros por ano, de suas raízes, tornando-a uma opção promissora para o propósito de estabilização do talude.

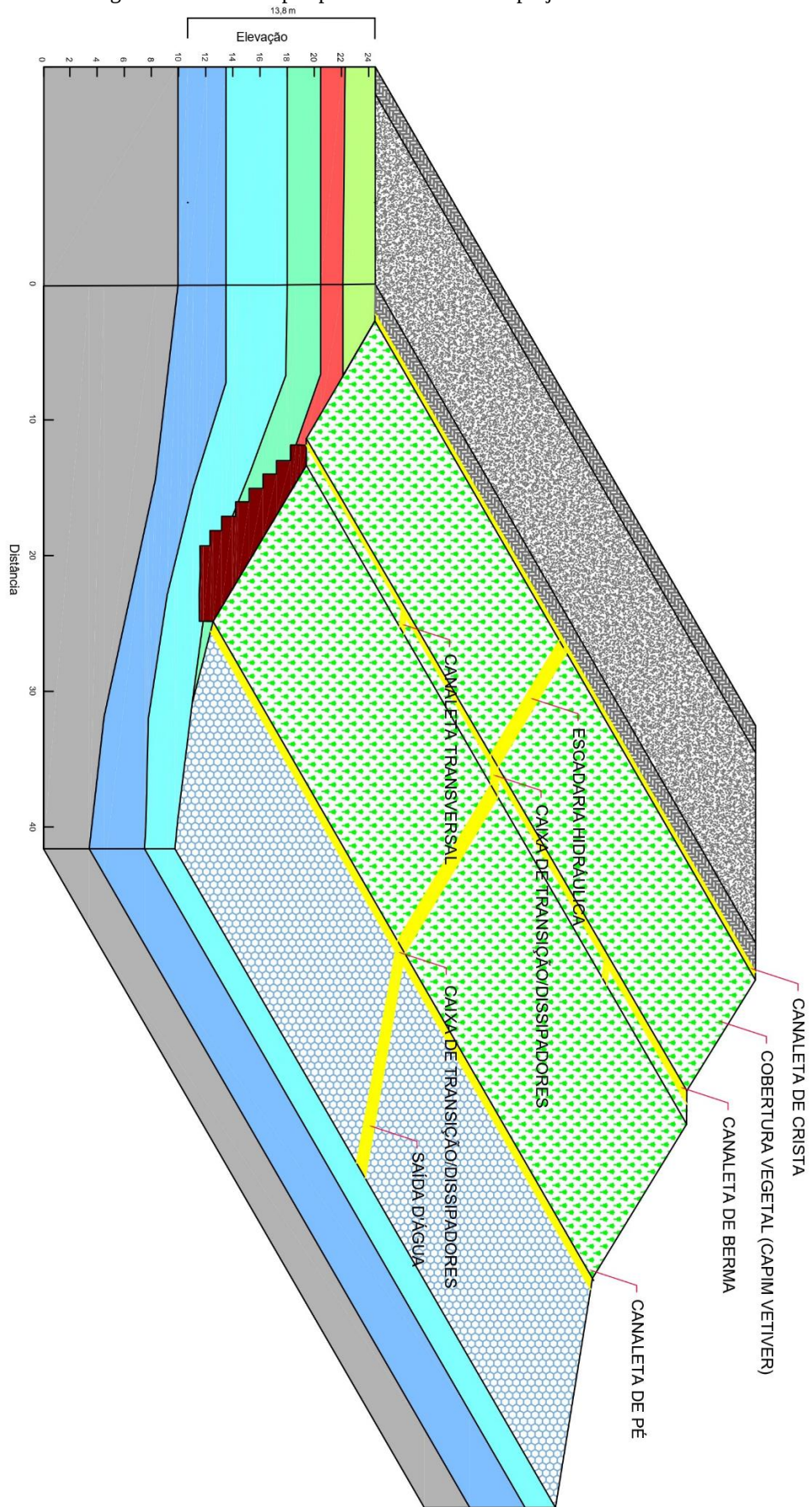
- Drenagem superficial

Este sistema tem como objetivo captar e direcionar as águas do escoamento superficial, além de remover parte da água de percolação interna do talude. Conforme indicações do IPT (1991), o sistema de drenagem foi composto por:

- i. Canaletas de berma: têm como função coletar as águas pluviais que escoam nas superfícies do talude.
- ii. Canaletas transversais: têm como objetivo evitar que as águas pluviais que atingem a berma escoem longitudinalmente, e não pela canaleta longitudinal.
- iii. Canaletas de crista: construída no topo do talude com a função de interceptar o fluxo de água superficial, evitando assim, que este fluxo atinja a superfície do talude e consequentemente inibindo a erosão.
- iv. Canaletas de pé de talude: construídas no pé do talude para coletar as águas superficiais da superfície do talude, assim evitando erosão na base.
- v. Escadas d'água: canais construídos em forma de degraus nos taludes, com a função de coletar e conduzir as águas superficiais captadas pelas canaletas, sem que atinjam uma elevada velocidade de escoamento. Tem a função também de dissipar a energia hidráulica da água coletada.
- vi. Caixas de transição: são construídas nas mudanças de direção de escoamento das escadas d'água e canaletas e na união de canaletas de diferentes seções.

Dessa forma, foi possível descrever as características adotadas no projeto de retaludamento em perspectiva, conforme a Figura 61.

Figura 61 – vista em perspectiva isométrica do projeto de retaludamento



Fonte: Próprio autor

7 CONCLUSÃO

Os resultados obtidos indicam que o bairro São José é composto em maioria por habitações subnormais e pessoas de baixa renda per capita, sendo agravado com frequentes deslizamentos devido as características: barreiras extremamente íngremes, vegetação arbórea no topo da encosta e construções no sopé do talude.

O solo estudado é da Formação Barreiras, apresentando granulometria bem graduada, com grande porcentagem de areia, pouca plasticidade, coesão e ângulo de atrito satisfatórios. Recomenda-se a estabilização da barreira por meio do processo de retaludamento, tendo em vista a viabilidade técnica e econômica, complementada pela proteção vegetal e sistema de drenagem superficial.

Consequentemente, essa obra estabilizadora deverá imediatamente ser executada pelos poderes responsáveis, assim evitará que o talude se movimente sazonalmente nos períodos de grande intensidade chuvas acumuladas e um desastre ocorra no local.

Para pesquisas futuras, recomenda-se abordar a realização de estudo de custos para a problemática abordada. Além disso, sugere-se que sejam estudadas novas áreas com potencial de deslizamento de massa na cidade de João Pessoa-PB, com a finalidade de analisar a estabilidade de outros taludes e propor novas soluções de baixo custo para área de risco da região.

Ademais, é imprescindível a elaboração um banco de dados para caracterização do solo de diferentes pontos da cidade de João Pessoa, visando a compilação e análise sistemática relevantes a continuação de estudos relacionados a área.

REFERÊNCIAS

- ALHEIROS, M, M.; SOUZA, M. A. A.; BITOUN, J.; MEDEIROS, S. M. G. M.; AMORIM JUNIOR, W. A. (2003). **“Manual de ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife”**. FIDEM, Recife- PE.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). NBR 11682 – **Estabilidade de Encostas**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 33 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 6458 – **Determinação da Massa Específica**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 6459 – **Determinação do Limite de Liquidez**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 7180 – **Determinação do Limite de Plasticidade**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 7181 – **Análise Granulométrica**. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). NBR 7182/2016 – **“Solo – Ensaio de Compactação”**. Rio de Janeiro, RJ, 9 p.
- AUGUSTO FILHO, O e VIRGILI, J. C (1998). **“Estabilidade de taludes, Cap. 15 - Geologia de Engenharia”**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE. Editora Oficina de textos, pp. 147-241.
- AUTODESK. **AutoCAD**. website.https://www.autodesk.com.br/products/autocad/overview?panel=buy&mktvar002=afc_br_nmpi_ppc&AID=12904993&PID=8299320&SID=jkp_Cj0KCQjw4NujBhC5ARIsAF4Iv6dFnz6rEFSdSdFg6GILmSdgLItmyK4bZNeQJn0fQ8VKtvOnaGLyfwAgf6EALw_wcB&cjevent=c925590e000f11ee83d25c150a82b836&affname=8299320_12904993&term=1-YEAR&tab=subscription&plc=ACDIST, 2023.
- BAETS, S.; PESEN, J.; REUBENS, B.; WEMANS, K.; DE BAERDEMAEKER, J.; MUYS, B. **Root tensile strength and root distribution of typical Mediterranean plant species and their contribution to soil shear strength**. Plant Soil, Belgium, n. 305, p. 207-226, 2008.
- BARROS, P. L. A. **Obras de Contenção Manual Técnico**. [s.l.] Maccaferri do Brasil, 2017.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Rio de Janeiro: Editora LTC - Livros Técnicos e Científicos, 1996.
- CAVALCANTI, Mayara Matos. **Estabilização de encostas com proteção superficial e drenagem superficial e profunda**. 2017. 97 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.
- CHRISTOFOLETTI, A. **Geomorfologia**. 2.ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1980. 188p.

CUNHA, M. A. (1991). **“Ocupação de encostas”**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Publicação nº. 1831. São Paulo, 234 p

DEFESA CIVIL – PARAÍBA. Dados e arquivos relativos ao histórico das comunidades em risco de João Pessoa, 2023;

DNER-ME 162/94 – **“Solo – Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas”**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNIT 412/2019 – **“Pavimentação - Misturas asfálticas – Análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento – Método de ensaio”**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Brasília.

Ehrlich, M; Becker, L. (2009). **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. Oficina de Textos, São Paulo.

FILIPEIA. **Atlas Municipal de João Pessoa**. Disponível em: <https://filipeia.joaopessoa.pb.gov.br/#downloadArquivos>. Acesso em abril de 2023.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**. Oficina de Textos, 2016.

GEO-RIO, (2000). **"Manual Técnico de Encostas"**. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GOOGLE. **Google Earth**. website. <https://www.google.com/earth/versions/#earth-pro/>, 2023.

GUTIERRES, H. E. P; COSTA, T. R. ANDRADE, A. S; PINHEIRO, D. B. **As áreas de risco geológico-geomorfológico da cidade de João Pessoa: diagnóstico, mapeamento, monitoramento das intervenções e implicações geotécnicas**. 27º Simpósio de Geologia do Nordeste; II Simpósio Brasileiro de Sismologia. João Pessoa, 12 a 15 de novembro de 2017.

Highland, L.M., and Bobrowsky, Peter, 2008, **The landslide handbook – A guide to understanding landslides: Reston**, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 129p

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Cidade, João Pessoa. Disponível em: <http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=250750>. Acessado em 22 de fevereiro de 2023.

INMET, Instituto Nacional de Meteorologia. Disponível em: < <https://portal.inmet.gov.br/> >. Acesso em: 02 de março de 2023.

IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. **Taludes de Rodovias: orientação para o diagnóstico e soluções de seus problemas**. São Paulo, 1991.

JÚNIOR, F. É. B. **Utilização do capim vetiver como solução da bioengenharia para o controle da erosão de mata redonda**. Programa de Graduação em Engenharia Civil / Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2019.

LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana na cidade do Recife**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, 2002.

LIVEIRA, L. M. (2010). **Acidentes Geológicos Urbanos**. MINEROPAR – Serviço Geológico do Paraná, Curitiba, PR, 1ª edição, 78 p.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais**. Brasília, 2006.

NETO, M. V. S. **Solução de Contenção para um Deslizamento de Terra na Cidade de Serra Redonda - PB**. Programa de Graduação em Engenharia Civil / Centro de Tecnologia / Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2018.

OSGEO. **QGIS**. website. https://qgis.org/pt_BR/site/index.html, 2023.

RAMOS, A. V. F; SIMÕES, G. K. S; SOARES, F. L (2022). **Mapeamento de Risco e Educação Ambiental no bairro do Roger na cidade de João Pessoa**, COBRAE, ABMS, Pernambuco, v.3.

RAMOS, G. M. P. et al. **Contenção de Talude com uso de Solo-Cimento Ensacado: Projeto em Área de Interesse Social**. RETEC, v. 12, 2019.

ROCHA, I. P. **Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para a região da cidade de Ouro Preto - MG**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / Universidade Federal de Ouro Preto. 2018.

SANTANA, R. G. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife - PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2006.

SiBCS, Sistema Brasileiro de Classificação de Solos / Humberto Gonçalves dos Santos [et al.]. – 5. ed., rev. e ampl. – Brasília, DF: Embrapa, 2018. 356 p

SILVA, A. C. B.; ALBUQUERQUE, M. P (2022). **Projeto e Execução de Solo Reforçado com Geotêxteis Tecido em Duplicação Rodoviária na BR-116 em Feira de Santana/BA, VIII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**, COBRAE, ABMS, Pernambuco, v.5.

SILVA, Cássio Geovani da. **“A Nossa Força é a União”: do Protagonismo da Associação União da Beira Rio à Estruturação do Bairro São José, João Pessoa – PB. (1981-1989)**. Programa de Pós-Graduação em História / Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2021.

SILVA, Natieli Tenório. **As Chuvas No Município de João Pessoa: Impactos, Riscos e Vulnerabilidade Socioambiental**. Programa de Pós-Graduação em Geografia / Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2018.

SILVA, Renata Regina. **Proposta para Estabilização de uma Encosta Ocupada em Camaragibe – PE com a Consideração de um Tratamento Global**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2010.

SLOPE/W (2022). Stability Modeling with SLOPE/W. Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canadá, 238 p.

SOUZA, A. N. de. **Muro de contenção utilizando pneus: análise e alguns comparativos de custos**. 2002. 108 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS, Porto Alegre, RS, 2002.

SOUZA, Vladimir Sobral. **Mapa Climático Urbano da cidade de João Pessoa**. Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo / Centro de Tecnologia / Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2010.

TERZAGUI, K. **Mecanismos de escorregamentos de terra**. Tradução: Ernesto Pichler. São Paulo: Gremio Politécnico, 1950.

TOMINAGA, L. K. **Avaliação de metodologias de análise de risco a escorregamentos: aplicação de um ensaio em Ubatuba, SP**. 2007. 220p. Tese (Doutorado em Geografia Física) - Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

TRUONG, PAUL; VAN, TRAN TAN; PINNERS, ELISE. **Sistema de aplicação Vetiver: Manual de referência técnica**. 2º Edição: Rede Internacional de Vetiver, 2008.

VITAL, S. R. O. et al. (EDS.). **Base Cartográfica Digital como Instrumento para a Identificação de Áreas Suscetíveis à Erosão e Movimentos de Massa em João Pessoa (PB), Brasil**. Geográfica de América Central, 2016. v. 57

WOLLE, C.M. **Taludes Naturais: mecanismos de instabilização e critérios de segurança**. Dissertação de Mestrado. São Paulo, 1980.

APÊNDICES

APÊNDICE A

Fotos da caracterização da região de deslizamento pelo levantamento fotogramétrico realizado por drone na região do bairro São José.

Figura 62 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico



Fonte: Próprio autor

Figura 63 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico



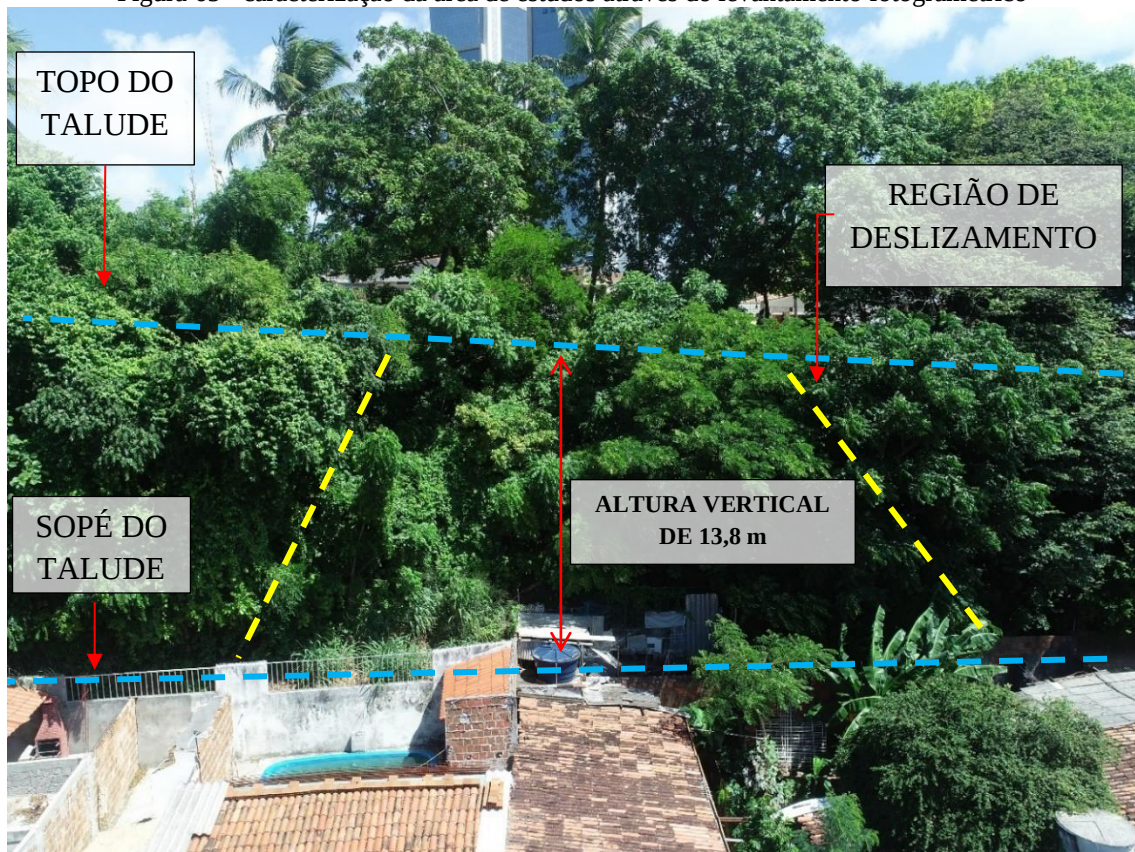
Fonte: Próprio autor

Figura 64 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico



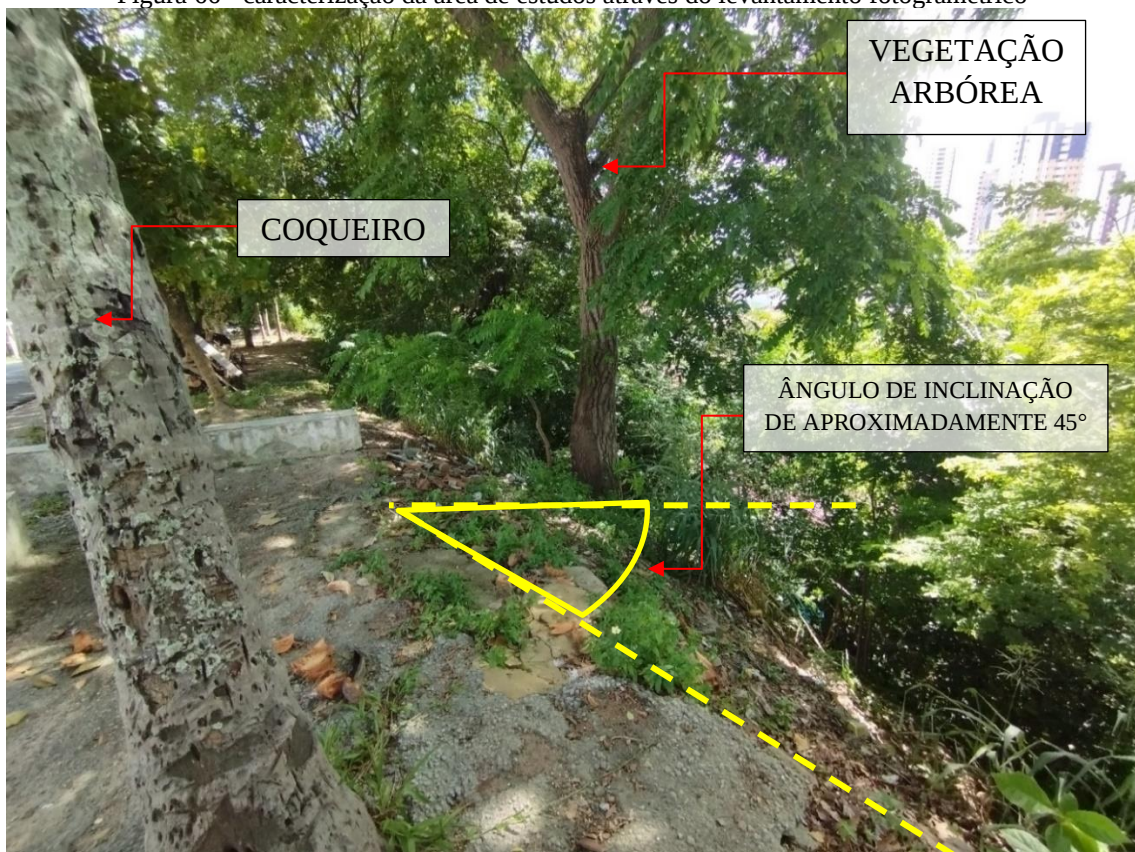
Fonte: Próprio autor

Figura 65 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico



Fonte: Próprio autor

Figura 66 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico



Fonte: Próprio autor

Figura 67 - caracterização da área de estudos através do levantamento fotogramétrico

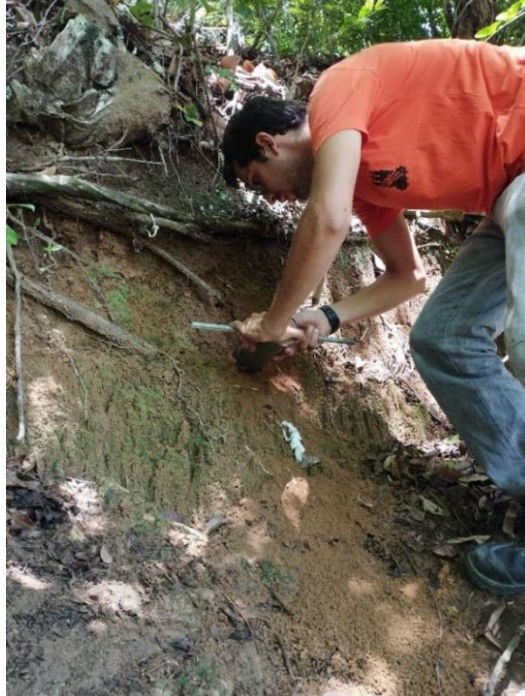


Fonte: Próprio autor

APÊNDICE B

Coleta das amostras deformadas e indeformadas para serem estudadas através dos ensaios de laboratório

Figura 68 - coleta das amostras indeformadas



Fonte: Próprio autor

Figura 69 - amostra indeformada



Fonte: Próprio autor

Figura 70 - amostra deformada



Fonte: Próprio autor

Figura 71 - amostra indeformada



Fonte: Próprio autor

APÊNDICE C

Resultados dos ensaios de laboratório realizados no laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal da Paraíba – UFPB.

- Resultados da Granulometria amostra 1

Tabela 17 - resultados da granulometria amostra 1

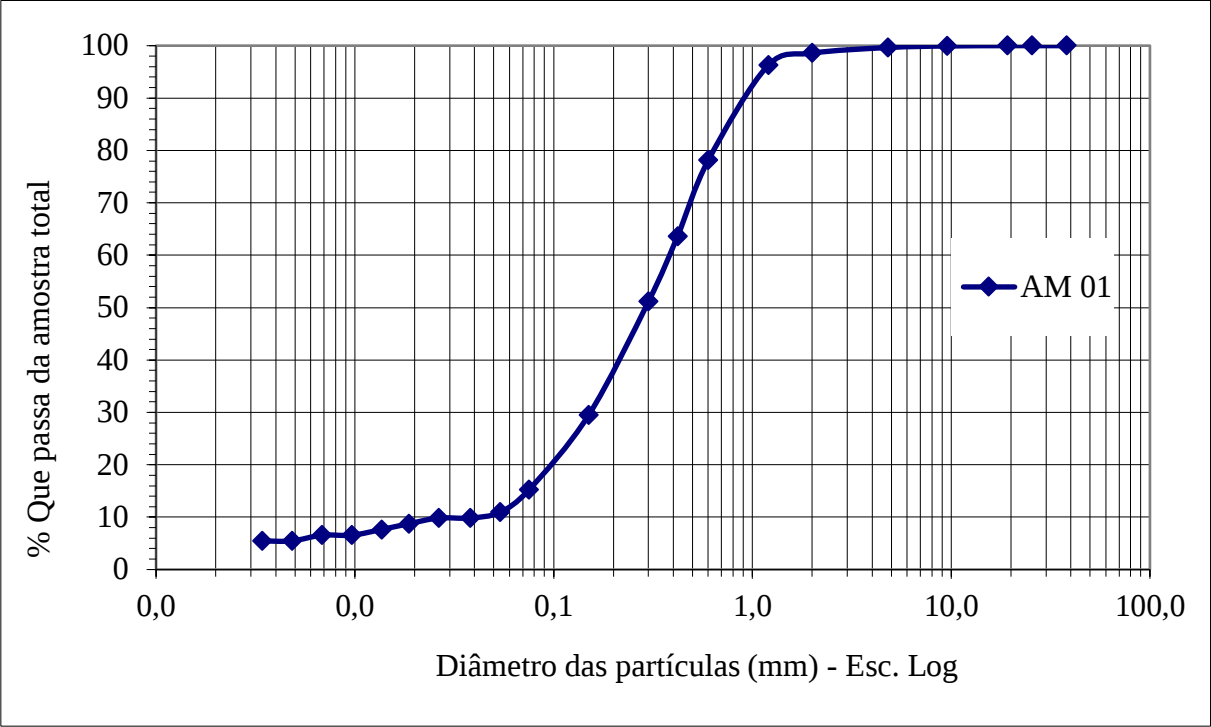
Determinação do Teor de Umidade				Resumo da Granulometria - DNIT				
Cápsula	Nº	16		Pedregulho (d>2,00mm) 1 Areia Grossa (0,42mm<d≤2mm) 35 Areia Fina (0,075mm<d≤0,42mm) 44 Silte + Argila (d≤0,075mm) 19 Total 100 Areia Total (entre a Pen Nº 10 e a 200) 79				
Cápsula + solo úmido	g	65,690						
Cápsula + solo seco	g	65,640						
Tara da cápsula	g	15,640						
Teor de umidade	W(%)	0,10						
Fator de correção	FC	0,9990						
Amostra total úmida	Atw	2000,00						
Amostra total seca	Ats	1998,03						
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL						AMOSTRA AMOSTRA 01 SJ		
Peneira	Material Retido			% passa Amostra Total	Peneira (mm)			
	Massa g	% Am. Total	% Am. Acum.					
1 1/2pol	0,00	0,00	0,00	100,00	38,1			
1 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	25,4			
3/4pol	0,00	0,00	0,00	100,00	19,1			
3/8pol	1,23	0,06	0,06	99,94	9,5			
Nº 4	5,94	0,30	0,36	99,64	4,8			
Nº 10	21,32	1,07	1,43	98,57	2,0			
Soma	28,49							
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL						Am. Parcial Úmida-g	100,00	
Peneira Nº	Material Retido			% passa Amostra Parcial	% passa Amostra Total	Peneiras (mm)	Am. Parcial Seca - g	99,90
	Massa g	% Am. Parcial	% Am. Acum.					
16	2,370	2,372	2,372	97,628	96,24	1,20	Amostra: Laboratório de Mecânica dos Solos	
30	18,350	18,368	20,741	79,259	78,13	0,60		
40	14,720	14,735	35,475	64,525	63,60	0,42		
50	12,630	12,643	48,118	51,882	51,14	0,30		
100	21,970	21,992	70,110	29,890	29,46	0,15		
200	10,140	10,150	80,260	19,740	19,46	0,075		

SEDIMENTAÇÃO					Massa de solo utilizada - g:		30,03		
Massa Específica dos Grãos de Solo: g/cm ³					2,45	Peneira utilizada: P ₁₀		100	
Data	Hora da Leitura	Tempo Leitura (min)	Leitura Densim. Mg/cm ³	Temperatura °C	Correção Temp. g/cm ³	Leitura Corrigida Mg/cm ³	Altura Queda cm	Diâmetro mm	% Amostra Total
		0,5	1,010	24	-	-	16,3985	0,076	10,929
		1,0	1,010	24	-	-	16,3985	0,054	10,929
		2,0	1,009	24	-	-	16,3987	0,038	9,837
		4,0	1,009	24	-	-	15,7951	0,026	9,837
		8,0	1,008	24	-	-	15,7953	0,019	8,744
		15,0	1,007	24	-	-	15,7954	0,014	7,651
		30,0	1,006	24	-	-	15,7956	0,010	6,558
		60,0	1,006	24	-	-	15,7956	0,007	6,558
		120,0	1,005	24	-	-	15,7957	0,005	5,465
		240,0	1,005	24	-	-	15,7957	0,003	5,465
		1500,0	1,004	24	-	-	15,5330	0,001	4,372

CALIBRAÇÃO DO DENSÍMETRO			Pd(g)	39,00	
Densímetro	Nº	1	H(cm)	7,5	
Temperatura de calibração	°C	27,0	d(cm)	1,2	
Massa Esp. da água a temp. calibração	g/cm ³	0,9965	hb(cm)	15,700	
Correção do menisco	g/cm ³	-	Ls(div.)		
Volume de referência	cm ³	1000	Li(div.)		
Comprimento nominal da proveta	cm	32,5	Zi(cm)	9,05	
Área média da proveta	cm ²	30,77	Zs(cm)	16,55	
Volume de defloculante	cm ³	20,0	Vb(cm ³)	37,140	
Massa Específica do defloculante	g/cm ³		Ci(cm)	0,60	
Leitura inferior do densímetro	g/cm ³	1,050	Cd(g/cm ³)	-	
ENSAIO DE DENSIDADE REAL					
Picnômetro	Nº	4	5		
P1 = massa do Pic. Limpo seco	g	46,76	45,19		
P2 = P1 + solo seco	g	56,76	55,19		
P3 = P2 + água	g	114,11	112,63		
P4 = P1 + água	g	108,20	106,70		
Temperatura de ensaio	°C	23,00	23,00		
Massa esp. água tem. ensaio	g/cm ³	0,9976	0,9976		
Massa esp. água 20°C	g/cm ³	0,9982	0,9982		
Densidade 20°C	-	2,44	2,46		
Densidade Média	-	2,451			
Densidade Real	-	2,45			

Fonte: Próprio autor

Figura 72 - resultado da curva granulométrica da amostra 1



Fonte: Próprio autor

• Resultados da Granulometria amostra 2

Tabela 18 - resultados da granulometria amostra 2

Determinação do Teor de Umidade				Resumo da Granulometria - DNIT	
Cápsula	Nº	10		Pedregulho (d>2,00mm)	1
Cápsula + solo úmido	g	74,570		Areia Grossa (0,42mm<d≤2mm)	39
Cápsula + solo seco	g	74,460		Areia Fina (0,075mm<d≤0,42mm)	40
Tara da cápsula	g	24,530		Silte + Argila (d≤0,075mm)	21
Teor de umidade	W(%)	0,22		Total	100
Fator de correção	FC	0,9978		Areia Total (entre a Pen Nº 10 e a 200)	79
Amostra total úmida	Atw	2000,00			
Amostra total seca	Ats	1995,65			
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL					
Peneira	Material Retido			% passa Amostra Total	Peneira (mm)
	Massa g	% Am. Total	% Am. Acum.		
1 1/2pol	0,00	0,00	0,00	100,00	38,1
1 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	25,4
3/4pol	0,00	0,00	0,00	100,00	19,1
3/8pol	0,00	0,00	0,00	100,00	9,5
Nº 4	1,75	0,09	0,09	99,91	4,8
Nº 10	17,44	0,87	0,96	99,04	2,0
Soma	19,19				

AMOSTRA
AMOSTRA SJ 02

PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL							Am. Parcial Úmida - g	100,00
Peneira Nº	Material Retido			% passa Amostra Parcial	% passa Amostra Total	Peneiras (mm)	Am. Parcial Seca - g	99,78
	Massa g	% Am. Parcial	% Am. Acum.					
16	5,620	5,632	5,632	94,368	93,46	1,20	Amostra:	Laboratório de Mecânica dos Solos
30	19,320	19,363	24,995	75,005	74,28	0,60		
40	14,320	14,352	39,346	60,654	60,07	0,42		
50	10,670	10,694	50,040	49,960	49,48	0,30		
100	19,540	19,583	69,623	30,377	30,08	0,15		
200	9,630	9,651	79,274	20,726	20,53	0,075		

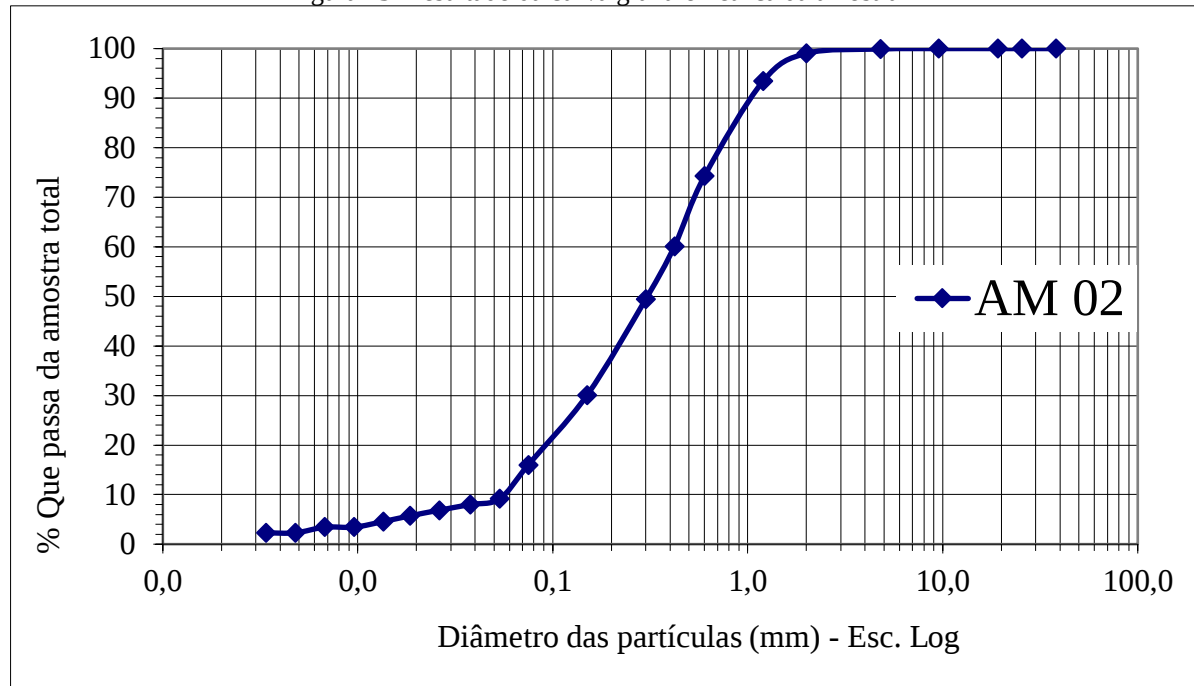
SEDIMENTAÇÃO									
Massa Específica dos Grãos de Solo: g/cm ³		Massa de solo utilizada - g: 30,07							
		2,47		Peneira utilizada: P ₁₀ 100					
Data	Hora da Leitura	Tempo Leitura (min)	Leitura Densim. Mg/cm ³	Temperatura °C	Correção Temp. g/cm ³	Leitura Corrigida Mg/cm ³	Altura Queda cm	Diâmetro mm	% Amostra Total
		0,5	1,010	24	-	-	16,3985	0,076	11,443
		1,0	1,008	24	-	-	16,3988	0,053	9,154
		2,0	1,007	24	-	-	16,3990	0,038	8,010
		4,0	1,006	24	-	-	15,7956	0,026	6,866
		8,0	1,005	24	-	-	15,7957	0,019	5,721
		15,0	1,004	24	-	-	15,7959	0,014	4,577
		30,0	1,003	24	-	-	15,7960	0,010	3,433
		60,0	1,003	24	-	-	15,7960	0,007	3,433
		120,0	1,002	24	-	-	15,7962	0,005	2,289
		240,0	1,002	24	-	-	15,7962	0,003	2,289
		1500,0	1,001	24	-	-	15,5343	0,001	1,144

CALIBRAÇÃO DO DENSÍMETRO					Pd(g)	39,00	
Densímetro	Nº	1			H(cm)	7,5	
Temperatura de calibração	°C	27,0			d(cm)	1,2	
Massa Esp. da água a temp. calibração	g/cm ³	0,9965			hb(cm)	15,700	
Correção do menisco	g/cm ³	-			Ls(div.)		
Volume de referência	cm ³	1000			Li(div.)		
Comprimento nominal da proveta	cm	32,5			Zi(cm)	9,05	
Área média da proveta	cm ²	30,77			Zs(cm)	16,55	
Volume de defloculante	cm ³	20,0			Vb(cm ³)	37,140	
Massa Específica do defloculante	g/cm ³				Ci(cm)	0,60	
Leitura inferior do densímetro	g/cm ³	1,050			Cd(g/cm ³)	-	

ENSAIO DE DENSIDADE REAL			
Picnômetro	Nº	2	3
P1 = massa do Pic. Limpo seco	g	43,98	39,11
P2 = P1 + solo seco	g	53,98	49,11
P3 = P2 + água	g	108,26	98,79
P4 = P1 + água	g	102,41	92,73
Temperatura de ensaio	°C	23,00	23,00
Massa esp. água tem. ensaio	g/cm ³	0,9976	0,9976
Massa esp. água 20°C	g/cm ³	0,9982	0,9982
Densidade 20°C	-	2,41	2,54
Densidade Média	-	2,474	
Densidade Real	-	2,47	

Fonte: Próprio autor

Figura 73 - resultado da curva granulométrica da amostra 2



Fonte: Próprio autor

- Resultados dos limites Atterberg amostra 1

Tabela 19 - resultado dos limites de Atterberg amostra 1

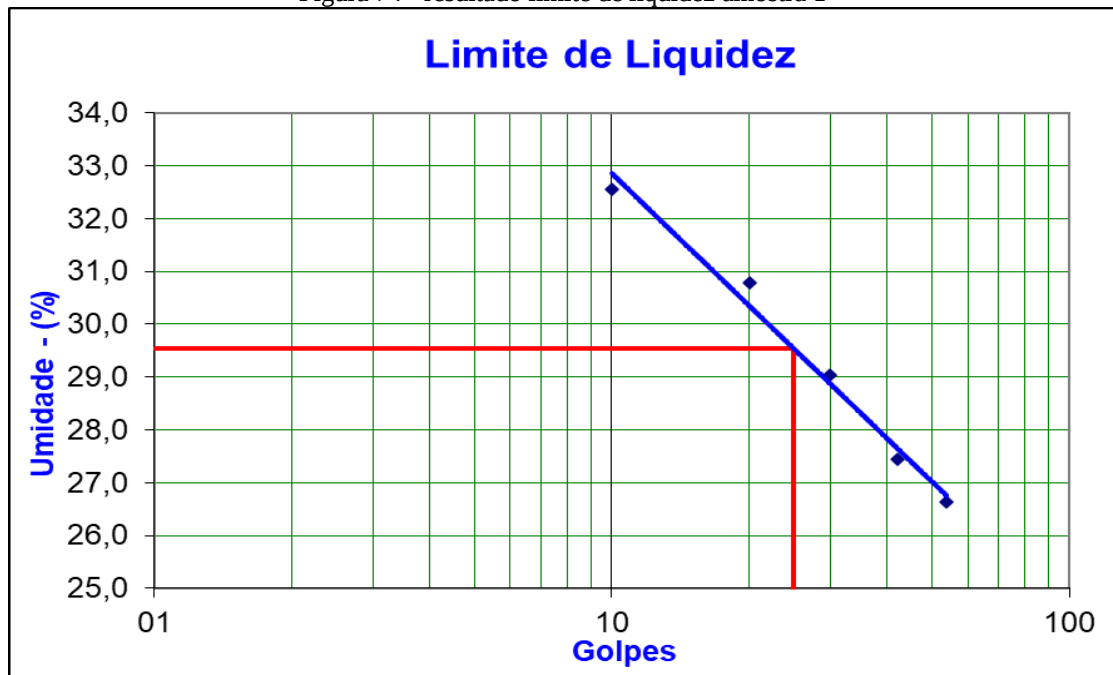
ENSAIOS FÍSICOS - LIMITES							
LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula	N.º	O1	O2	O3	O4	O5	Operador:
Golpes	g	10	20	30	42	54	
Peso Bruto Úmido	g	15,70	19,72	13,76	13,60	14,23	Data:

Peso Bruto Seco	g	13,17	16,37	11,80	11,80	12,28	
Peso da Cápsula	g	5,40	5,49	5,05	5,24	4,96	Calculista:
Peso da Água	g	2,53	3,35	1,96	1,80	1,95	
Peso do Solo Seco	g	7,77	10,88	6,75	6,56	7,32	LL= 29,5 %
Umidade	%	32,56	30,79	29,04	27,44	26,64	

LIMITE DE PLASTICIDADE							
Cápsula	N.º	O6	O7	O8	O9	O10	LP = 22,7 %
Peso Bruto Úmido	g	6,89	6,58	6,38	6,80	6,51	
Peso Bruto Seco	g	6,57	6,27	6,06	6,50	6,23	LP= 6,8%
Peso da Cápsula	g	5,18	4,92	4,63	5,21	4,95	
Peso da Água	g	0,32	0,31	0,32	0,30	0,28	Obs:
Peso do Solo Seco	g	1,39	1,35	1,43	1,29	1,28	
Umidade	%	23,02	22,96	22,38	23,26	21,87	

Fonte: Próprio autor

Figura 74 - resultado limite de liquidez amostra 1



Fonte: Próprio autor

- Resultados dos limites amostra 2

Tabela 20 - resultado dos limites de Atterberg amostra 2

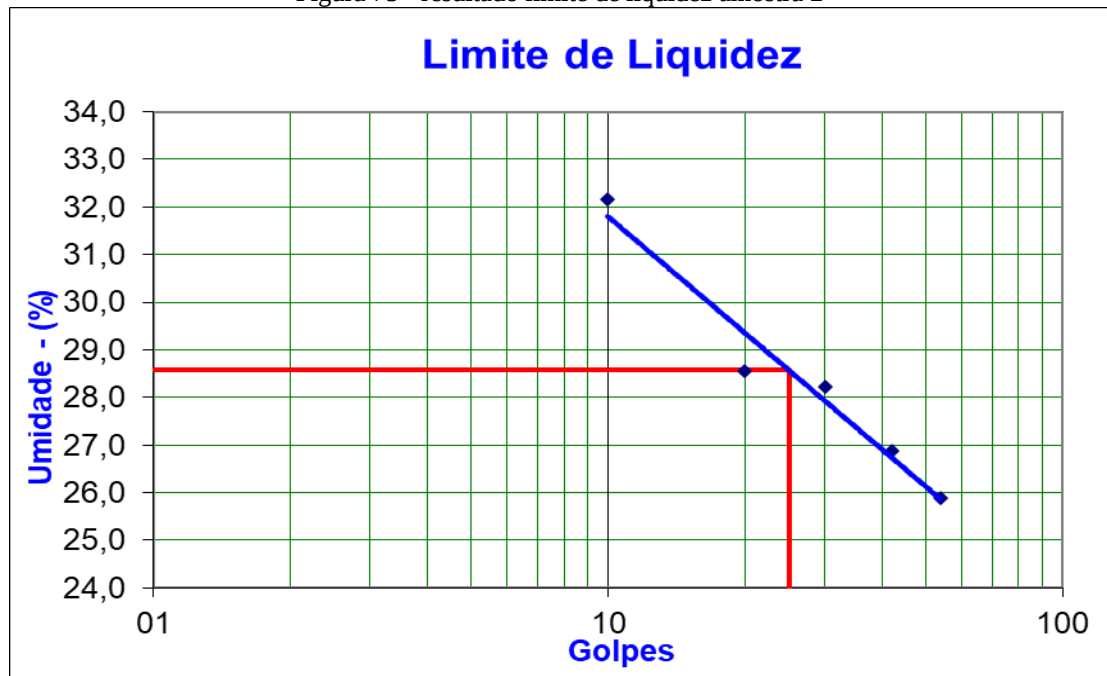
ENSAIOS FÍSICOS							
LIMITES							
LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula	N.º	15	16	17	18	19	Operador:
Golpes	g	10	20	30	42	54	

Peso Bruto Úmido	g	15,98	12,72	14,72	14,11	13,38	Data:
Peso Bruto Seco	g	13,44	11,07	12,64	12,36	11,76	
Peso da Cápsula	g	5,54	5,29	5,27	5,85	5,50	Calculista:
Peso da Água	g	2,54	1,65	2,08	1,75	1,62	
Peso do Solo Seco	g	7,90	5,78	7,37	6,51	6,26	LL= 28,6%
Umidade	%	32,15	28,55	28,22	26,88	25,88	

LIMITE DE PLASTICIDADE							
Cápsula	N.º	20	21	22	23	24	LP = 23,5%
Peso Bruto Úmido	g	6,73	6,39	6,66	6,88	6,30	
Peso Bruto Seco	g	6,43	6,11	6,34	6,55	6,03	I.P= 5,1%
Peso da Cápsula	g	5,17	4,90	4,96	5,19	4,85	
Peso da Água	g	0,30	0,28	0,32	0,33	0,27	Obs:
Peso do Solo Seco	g	1,26	1,21	1,38	1,36	1,18	
Umidade	%	23,81	23,14	23,19	24,26	22,88	

Fonte: Próprio autor

Figura 75 - resultado limite de liquidez amostra 2



Fonte: Próprio autor

- Resultados do ensaio de compactação

Tabela 21 - resultados do ensaio de compactação

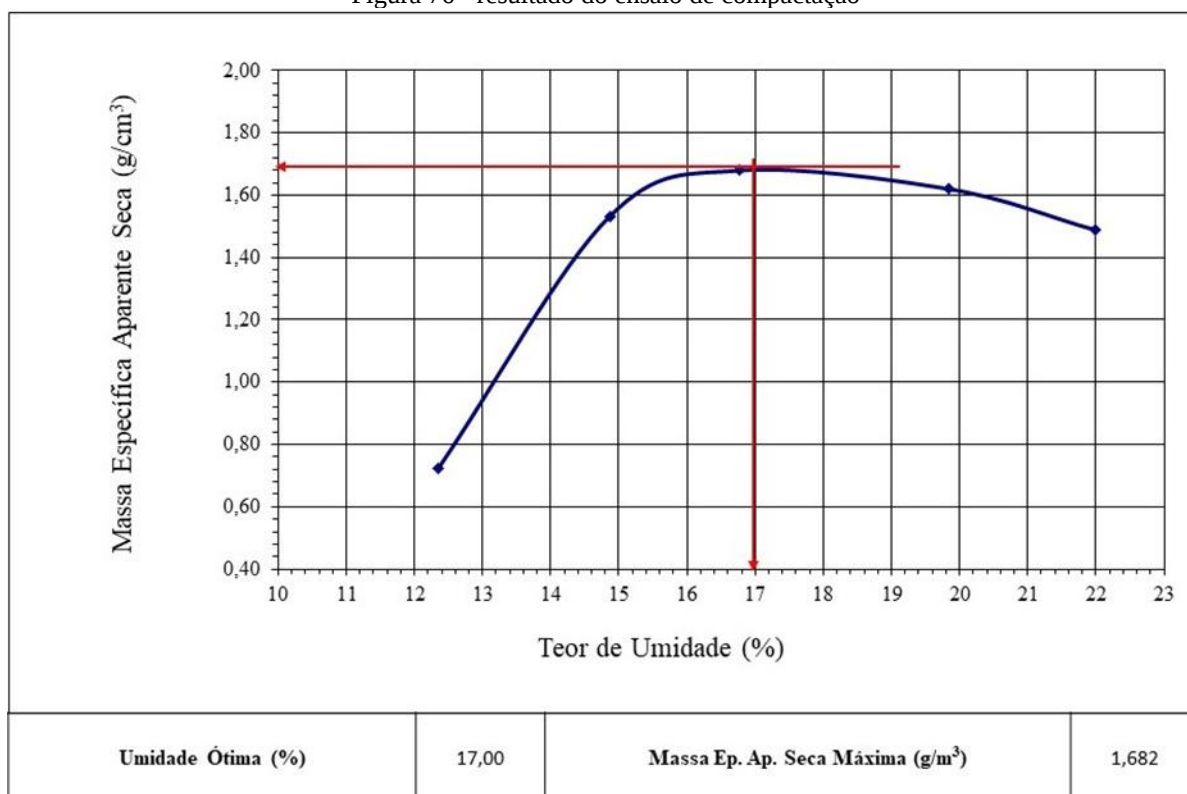
Laboratório: Mecânica dos Solos/DEC/UFPB		
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	Molde N.º	
TEOR DE UMIDADE	volume do molde (cm ³)	996,95

peso bruto úmido	pbw (g)	peso do molde (g)	2.390
peso seco	ps (g)	disco espessador (cm)	
peso da cápsula	pc (g)	Nº de camadas	3
teor de umidade	w (%)	Nº golpes por camada	9

Corpo de prova		massa esp. aparente úmida (g/cm ³)	Determinação do teor de umidade					massa esp. aparente seca (g/cm ³)
peso bruto úmido (g)	peso solo úmido (g)		Nº da cápsula -	peso bruto úmido (g)	peso seco (g)	peso da cápsula (g)	teor de umidade W (%)	
3.200,0	810,0	0,812	14	147,74	133,21	15,57	12,35	0,72
4.145,0	1.755,0	1,760	O2	123,70	110,84	24,33	14,87	1,53
4.345,0	1.955,0	1,961	O8	140,98	123,16	16,85	16,76	1,68
4.325,0	1.935,0	1,941	O7	181,20	153,87	16,17	19,85	1,62
4.200,0	1.810,0	1,816	29	198,23	167,45	27,44	21,98	1,49

Fonte: Próprio autor

Figura 76 - resultado do ensaio de compactação

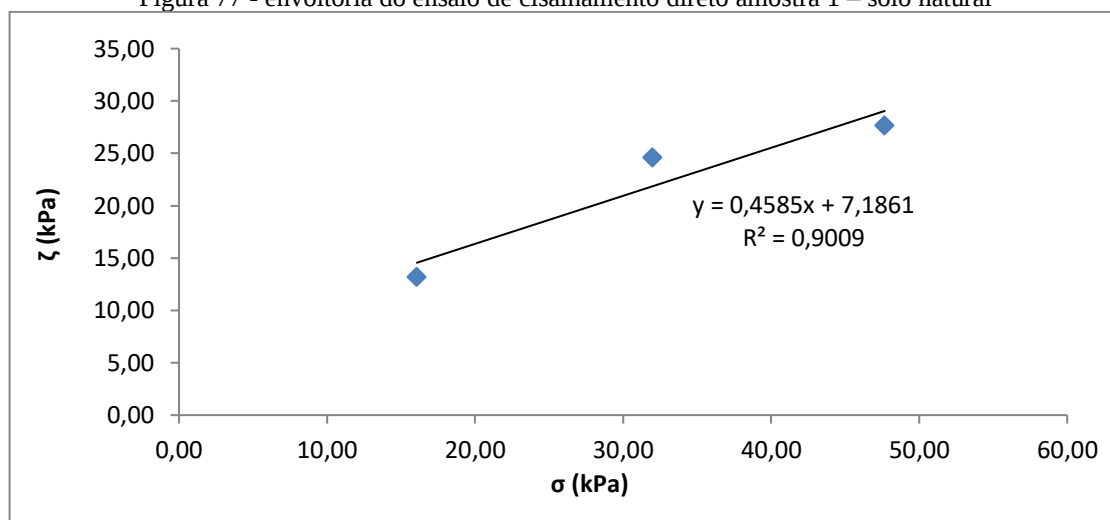


Fonte: Próprio autor

- Resultados do ensaio de cisalhamento direto amostra 1 – solo natural

Cápsula	Nº	O4
Cápsula + solo úmido	g	249,860
Cápsula + solo seco	g	227,800
Tara da cápsula	g	39,110
Teor de umidade	W(%)	11,69

Figura 77 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 1 – solo natural



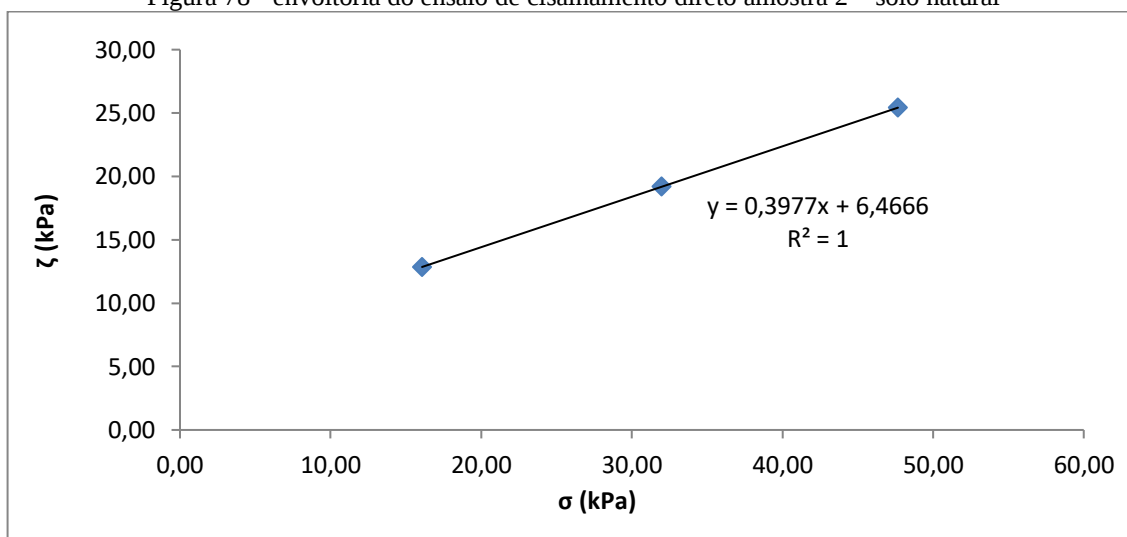
Fonte: Próprio autor

Ângulo de atrito	25°
Coesão (kpa)	7,18
Peso específico aparente do solo (kN/m³)	17

- Resultados do ensaio de cisalhamento direto amostra 2 – solo natural

Cápsula	Nº	O2
Cápsula + solo úmido	g	181,950
Cápsula + solo seco	g	163,360
Tara da cápsula	g	38,960
Teor de umidade	W(%)	14,94

Figura 78 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 2 – solo natural



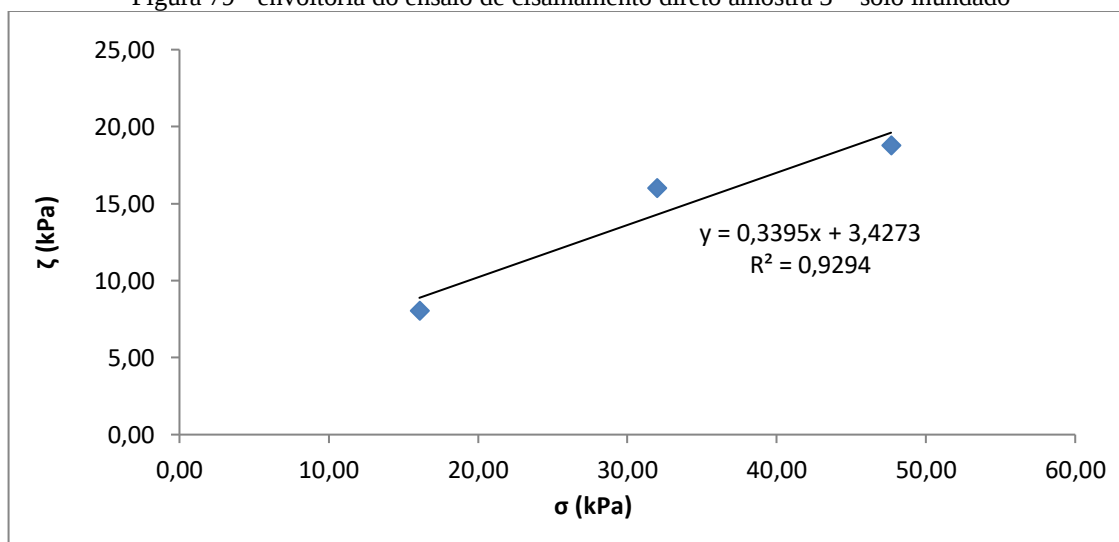
Fonte: Próprio autor

Ângulo de atrito	22°
Coesão (kpa)	6,47
Peso específico aparente do solo (kN/m³)	17

- Resultados do ensaio de cisalhamento direto amostra 3 – solo inundado

Cápsula	Nº	O9
Cápsula + solo úmido	g	195,140
Cápsula + solo seco	g	158,910
Tara da cápsula	g	39,490
Teor de umidade	W(%)	30,34

Figura 79 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 3 – solo inundado



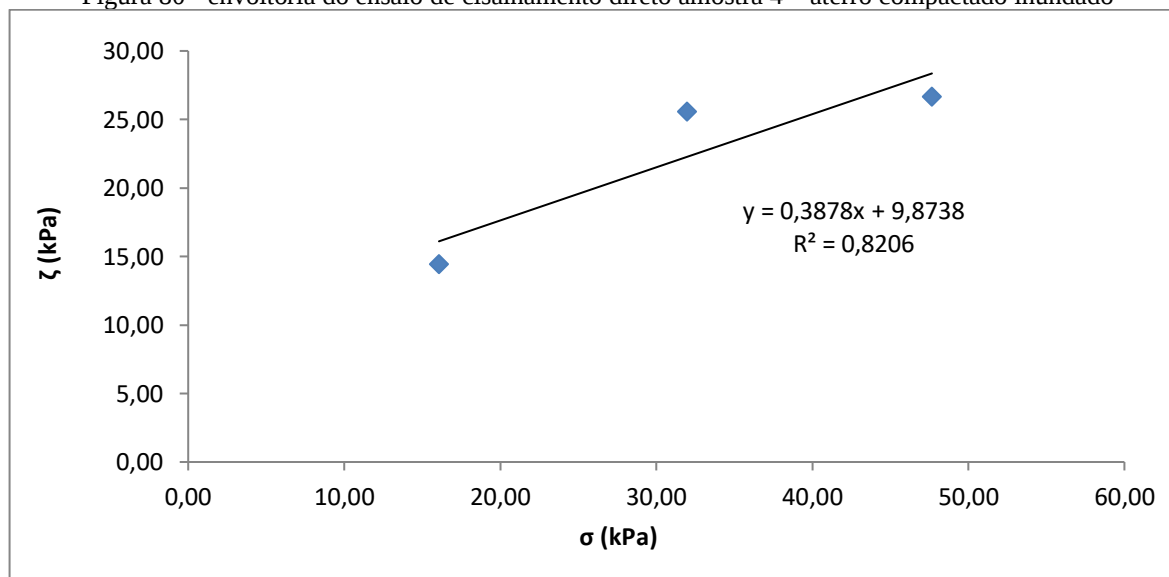
Fonte: Próprio autor

Ângulo de atrito	19°
Coesão (kpa)	3,43
Peso específico aparente do solo (kN/m³)	18

- Resultados do ensaio de cisalhamento direto amostra 4 – aterro compactado inundado

Cápsula	Nº	20
Cápsula + solo úmido	g	174,530
Cápsula + solo seco	g	146,120
Tara da cápsula	g	16,990
Teor de umidade	W(%)	22,00

Figura 80 - envoltória do ensaio de cisalhamento direto amostra 4 – aterro compactado inundado



Fonte: Próprio autor

Ângulo de atrito	21°
Coesão (kpa)	9,87
Peso específico aparente do solo (kN/m³)	19

APÊNDICE D

QR Code, para acessar as imagens do trabalho com mais detalhes.

Figura 81 - Qr Code para acessar as imagens do trabalho com mais detalhes

Para acessar as imagens desse trabalho com mais detalhes acesse o QR Code



Fonte: Próprio autor

ANEXOS

ANEXO A - PRINCIPAIS AGENTES DEFLAGRADORES DE DESLIZAMENTO DE MASSA

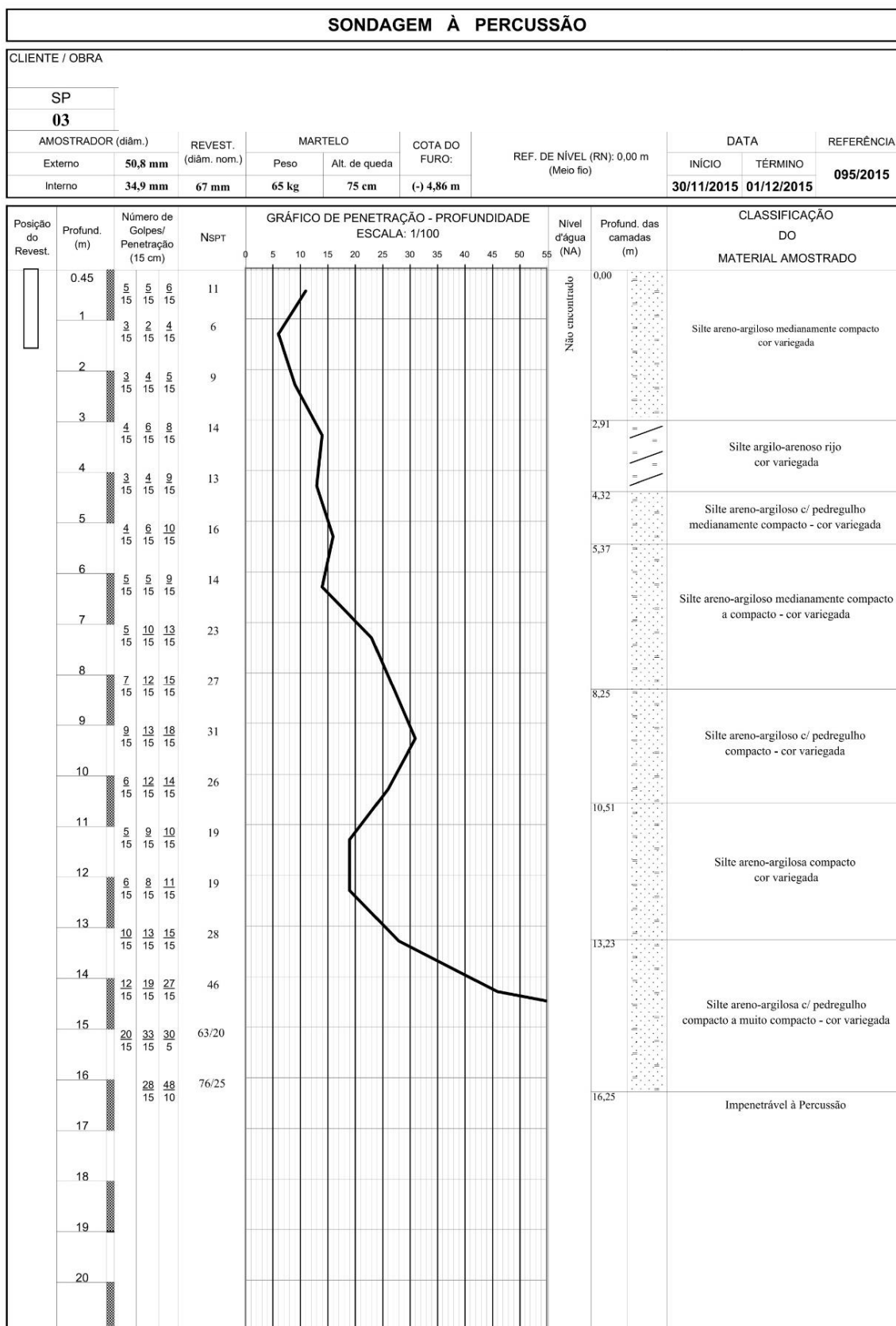
Quadro 1 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Causas	Efeitos	Características
Internas	Oscilação térmica	Oscilações térmicas diárias ou sazonais causam variações volumétricas. O fenômeno atinge sua expressão máxima em condições climáticas com predominância do intemperismo físico sobre o químico. Se as variações de comprimento resultantes das oscilações térmicas forem muito pequenas, pode não haver deslocamentos se delas resultarem tensões de cisalhamento inferiores a tensão de fluência; se essa tensão for ultrapassada haverá deslocamento por rastejo e se a resistência por cisalhamento for ultrapassada haverá deslocamento por escorregamento.
	Intemperismo	Processo de intemperismo leva um enfraquecimento gradual no meio no qual ocorre. Este enfraquecimento se traduz em uma diminuição dos parâmetros de resistência, entre eles está a coesão e o ângulo de atrito. Em alguns casos um processo de alteração poderá resultar em um maior adensamento, ou em uma cimentação secundária, aumentando a resistência.
Externas	Mudança na geometria do sistema	Tais mudanças acrescentam uma sobrecarga em sua porção superior. O retaludamento executado para aumentar a estabilidade pode reduzir as forças solitantes, a pressão normal e a força de atrito resistente.
	Efeito de vibrações	Agentes como terremoto, bater das ondas, explosões, tráfego pesado, transmitem vibrações de alta frequência ao solo. Como a aceleração, fator principal resultante das vibrações é proporcional ao quadro de frequência, pode atingir valores consideráveis.
	Mudanças naturais na inclinação das encostas	Na crosta terrestre há processos orogênicos onde cadeias montanhosas sofrem lentas e contínuas mudanças estruturais. As formas mais evidentes resultam de movimentos tectônicos, sob tais condições as encostas montanhosas sofrem contínuas mudanças de inclinação o que resulta em fenômenos de instabilidade.
Intermediárias	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas	Se a superfície piezométrica se eleva, o valor da resistência ao cisalhamento decresce, podendo até se tornar igual a zero. A ação da pressão da água pode ser comparada à de uma macaco hidráulico.
	Rebaixamento rápido do lençol freático	A expressão se refere a rebaixamentos de água numa razão de pelo menos um metro por dia. A pressão total da água nos casos de rebaixamento rápido é muito maior que no caso de rebaixamento lento, a pressão efetiva será menor, diminuindo assim as forças resistentes ao escorregamento.
	Diminuição do efeito da coesão aparente	A estabilidade requer a existência, no material que a constitui, de uma grande área de contato entre ar e partículas de água. Se a água começar a percolar em grande quantidade e sem interrupção na massa de solo, o ar será praticamente expulso, a coesão aparente eliminada e o talude entrará em colapso.

Fonte: Guidicini e Nieble (1976) *apud* Joly (2004).

ANEXO B - SONDAGEM REALIZADA PRÓXIMA AO TALUDE

Figura 82 - relatório de sondagem próxima ao talude de estudo



Fonte: Empresa não divulgada, 2015

ANEXO C – CRITÉRIOS DE DEFINIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

Os Fatores de Segurança (FS) considerados na norma NBR 11682 (2009), têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das seguintes classificações de Nível de Segurança, definidas a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas (Quadro 2) e de danos materiais e ambientais (Quadro 3):

Quadro 2 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critério
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais, ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas.
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas.
	Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas.
	Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: Adaptado NBR 11682 (2009, P 17)

Quadro 3 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critério
Alto	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais.
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado.
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido.
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: Adaptado NBR 11682 (2009, P. 18)