



**FACULDADE DE TECNOLOGIA SENAI CIMATEC
ESPECIALIZAÇÃO EM TECNOLOGIA E GERENCIAMENTO DE OBRAS**

IGOR LABORDA FERNANDES TORRES

**SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM ÁREAS COM RESTRIÇÃO DE
ESPAÇO PARA SUA EXECUÇÃO: UM ESTUDO DE CASO**

Salvador - Bahia

2016

IGOR LABORDA FERNANDES TORRES

**SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM ÁREAS COM RESTRIÇÃO DE
ESPAÇO PARA SUA EXECUÇÃO: UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Especialização em Tecnologia e Gerenciamento de Obras da Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC como requisito final para a obtenção do título de Especialista.

Orientador(a): Prof. Doutora Larissa da Silva P. Cardoso

Salvador - Bahia

2016

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca da Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC

T693s Torres, Igor Laborda Fernandes

Soluções para contenção de encostas em áreas com restrição de espaço para sua execução: um estudo de caso / Igor Laborda Fernandes Torres. – Salvador, 2017.

93 f. : il. color.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Larissa da Silva Paes Cardoso.

Monografia (Especialização em Tecnologia e Gerenciamento de Obras) – Programa de Pós-Graduação, Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC, Salvador, 2017.

Inclui referências.

1. Estruturas de contenção. 2. Solo grampeado. 3. Soluções para contenções. I. Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC. II. Cardoso, Larissa da Silva Paes. III. Título.

CDD: 624.1

IGOR LABORDA FERNANDES TORRES

**SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTAS EM ÁREAS COM RESTRIÇÃO DE
ESPAÇO PARA SUA EXECUÇÃO: UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Especialização em Tecnologia e Gerenciamento de Obras da Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC como requisito final para a obtenção do título de Especialista.

Aprovado em 07 de fevereiro de 2017.

Banca Examinadora:

Larissa da Silva Paes Cardoso _____

Doutora em Energia e Ambiente pela Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil.
Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC

Luara Batalha Vieira _____

Mestre em Engenharia de Estruturas pela Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil.
Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC

Denise das Dores Nascimento Oliveira _____

Mestre em Gestão e Tecnologia Industrial pela Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC, Salvador, Brasil.
Faculdade de Tecnologia SENAI CIMATEC

Aos meus avós, Arthur e Irene (*in memoriam*)

Por ter me amado como um filho.

AGRADECIMENTOS

À Deus por iluminar sempre o meu caminho.

À minha professora Larissa da Silva P. Cardoso, a qual me orientou e me acompanhou durante todo o processo de desenvolvimento do meu trabalho de conclusão de curso. Tenho certeza que aprendi muito com você e com o Cimatec.

Aos meus colegas de turma que, de alguma forma, contribuíram em sala de aula para meu aprendizado.

A minha esposa querida, Camila, que sempre me apoia e me dá forças para seguir em frente, sem a qual não seria possível a conclusão de mais uma etapa da minha vida profissional.

“Capricho é você fazer o seu melhor, na condição em que você tem, enquanto você não tem condições melhores para fazer melhor ainda”

Mario Sergio Cortella

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo avaliar a execução de estruturas de contenção em uma obra de construção de um galpão industrial de 3.000 m² de área construída, em um terreno de 17.000 m², em declive, fazendo limite com terrenos vizinhos e a rodovia BA-526, situada nesta rodovia, na cidade de Salvador Bahia. Para avaliar as possíveis soluções técnicas das estruturas de contenção na área objeto de estudo, em um local com difícil acesso para sua execução, foram feitos levantamentos topográficos, investigações geotécnicas, através de sondagens à percussão e análises de amostras de solo, controle tecnológico de solos, projetos executivos da obra e projetos específicos de contenção, consultoria de especialista geotécnico e o acompanhamento de engenheiros para execução da obra. Após essas análises, foram escolhidas as soluções do tipo solo grampeado, gabião e hidrossemeadura projetada, em função de manter a estabilidade desejada com maior segurança na execução. Concluiu-se que as técnicas escolhidas e executadas em conjunto, não foram tão econômicas, mas possuíam, tecnicamente, vantagens de durabilidade e segurança, em relação às demais analisadas.

Palavras-chave: Estruturas de contenção, solo grampeado, soluções para contenções.

ABSTRACT

The present paper had the purpose of evaluating the execution of retaining structures in the construction works of an industrial warehouse measuring 3,000m² of constructed area, on a plot of land of 17,000 m², on a slope, limiting neighboring plots and the BA-526 highway, located on the mentioned highway, in the city of Salvador, Bahia. In order to evaluate possible technical solutions for the retaining structures in the area, object of this study, in a location of difficult access for its execution, topographical surveys and geotechnical investigations were performed, by means of percussion drilling and soil sample analysis, technological control of soil, detailed engineering design and specific contention projects, consulting with geotechnical specialists and monitoring by engineers for the execution of the works. After these analyses, the solutions found for the type of soil were soil nailing, gabion and projected hydroseeding, in order to maintain the desired stability with greater safety during execution. It was concluded that the chosen and jointly executed techniques were not very economic but had technical advantages regarding durability and safety, in relation to the other techniques analyzed.

Key-words: Retaining structures, soil nailing, solutions for contentions

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Exemplo de Talude.	Pag. 17
Figura 2: Tipos de movimentos de Terra.	Pag. 19
Figura 3: Zona franca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento.	Pág. 20
Figura 4: Esquema de dimensionamento.	Pág. 21
Figura 5: Fluxo no maciço – Ampliação, redução e manutenção da área de fluxo.	Pag. 22
Figura 6: Concentração de tensões geostáticas no maciço – Concentração, alívio e manutenção das tensões.	Pag. 23
Figura 7: Método das fatias – Forças aplicadas a uma fatia de solo.	Pág. 26
Figura 8: Forças que atuam numa fatia de largura infinitesimal.	Pág. 28
Figura 9: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.	Pag. 30
Figura 10: Curva de compactação.	Pag. 31
Figura 11: Montagem de gabiões tipo caixa e detalhes de sua costura.	Pág. 34
Figura 12: Gabião caixa montado.	Pág. 35
Figura 13: Gabião saco.	Pag. 36
Figura 14: Colchão reno.	Pag. 36
Figura 15: Contenção em solo grampeado – Detalhe em perfil.	Pág. 38
Figura 16: Disposição das fitas metálicas e aterro compactado.	Pág. 39
Figura 17: Sobreposição das “escamas” no paramento externo.	Pág. 39
Figura 18: Contenção em “Crib Wall” – Vista em planta e em perfil.	Pag. 40
Figura 19: Contenção em estaca-prancha.	Pag. 41
Figura 20: Contenção em estaca secante.	Pág. 42
Figura 21: Contenção em parede-diafragma.	Pág. 43

Figura 22: Contenção em solo-cimento ensacado – Vista de perfil.	Pag. 44
Figura 23: Contenção em cortina atirantada – Vista de perfil.	Pag. 45
Figura 24: Planta aérea da situação do empreendimento.	Pág. 46
Figura 25: Terreno original do empreendimento.	Pág. 47
Figura 26: Início do rio dentro do terreno. Tubo Ribloc submerso que atravessa a rodovia.	Pag. 47
Figura 27: Parte do terreno alagado, a margem do rio.	Pag. 47
Figura 28: Escadas de drenagem puvial da BA-526 em direção ao terreno da obra.	Pág. 47
Figura 29: Linhas de alta tensão de energia elétrica atravessando o terreno.	Pág. 48
Figura 30: Postes e linhas de energia elétrica dentro do terreno.	Pag. 48
Figura 31: Perfil de sondagem do terreno original.	Pag. 49
Figura 32: Perfil de sondagem realizado na crista do talude, após a execução do aterro compactado.	Pág. 51
Figura 33: Croqui de locação dos 3 furos de sondagem realizado na crista e na berma do talude, após o aterro compactado.	Pág. 52
Figura 34: Relatório do Controle Tecnológico do Solo – Resultados dos ensaios de caracterização.	Pag. 53
Figura 35: Perfil do projeto topográfico do aterro.	Pag. 54
Figura 36: Planta do levantamento topográfico do rio e da sua margem.	Pág. 55
Figura 37: Amostra de Relatório do Controle Tecnológico de Solo.	Pág. 57
Figura 38: Tabela de vantagens, desvantagens e limitações relacionadas às técnicas de contenção selecionadas para estabilidade do talude.	Pag. 59,60
Figura 39: Seleção de contenções aplicáveis ao estudo de caso e seus custos de aplicação.	Pag. 61
Figura 40: Projeto do Solo Grampeado - Vista frontal sem projeção da inclinação.	Pág. 65
Figura 41: Detalhe do espaçamento dos grampos no talude.	Pág. 66
Figura 42: Perfil do projeto executivo do gabião.	Pag. 67

Figura 43: Detalhe dos contrafortes atrás do muro em gabião.	Pag. 68
Figura 44: Tabela de quantitativo de materiais dimensionados para contenção em gabião.	Pág. 68
Figura 45: Planta baixa do projeto arquitetônico do empreendimento.	Pág. 70
Figura 46: Planta baixa do projeto executivo do empreendimento.	Pag. 71
Figura 47: Lançamento de pedra marroada.	Pag. 72
Figura 48: Lançamento e compactação de lastro de pedra marroada.	Pág. 72
Figura 49: Aplicação da primeira camada de manta geotêxtil.	Pág. 73
Figura 50: Aplicação da segunda camada de manta geotêxtil.	Pag. 73
Figura 51: Execução do aterro compactado.	Pag. 74
Figura 52: Evolução do aterro compactado.	Pág. 74
Figura 53: Talude construído a partir do aterro compactado - Situação antes da instabilidade.	Pág. 74
Figura 54: Talude instável apresentando escorregamentos.	Pag. 75
Figura 55: Talude instável apresentando mais movimentação de terra.	Pag. 75
Figura 56: Erosão em outra área do talude, característico de desprendimento.	Pág. 76
Figura 57: Erosão no talude – Vista de cima.	Pág. 76
Figura 58: Canteiro do galpão alagado.	Pag. 77
Figura 59: Instalação de drenos sub-superficiais na área do canteiro do galpão.	Pag. 77
Figura 60: Construção de uma das escadas drenantes do talude.	Pág. 78
Figura 61: Construção de outra escada drenante no talude.	Pág. 78
Figura 62: Corte de terra no pé do talude.	Pag. 79
Figura 63: Corte e retirada de terra no pé do talude.	Pag. 79
Figura 64: Retirada de terra ao pé do talude.	Pág. 79

Figura 65: Execução do lastro de pedra da base do gabião.	Pág. 80
Figura 66: Espalhamento do lastro de pedra da base do gabião.	Pag. 80
Figura 67: Criação de acesso entre o talude e a BA-526, dentro do terreno.	Pag. 81
Figura 68: Início da execução do gabião caixa, no pé do talude.	Pág. 81
Figura 69: Evolução da construção do gabião caixa.	Pág. 81
Figura 70: Execução de abertura dos furos dos grampos no talude.	Pág. 82
Figura 71: Execução de outra escada drenante.	Pág. 82
Figura 72: Conclusão de uma escada drenante.	Pág. 83
Figura 73: Instalação dos grampos de aço no talude com suas devidas presilhas.	Pág. 84
Figura 74: Instalação das telas de aço na face do talude.	Pág. 84
Figura 75: Execução do concreto projetado do solo-grampeado no talude	Pág. 85
Figura 76: Execução do concreto projetado e cura do solo-grampeado no talude.	Pág. 85
Figura 77: Solo-grampeado finalizado.	Pág. 86
Figura 78: Solo-grampeado finalizado – Vista da crista do talude.	Pág. 86
Figura 79: Solo-grampeado e gabião finalizados - Vista da base do talude	Pág. 86
Figura 80: Segunda aplicação da hidrossemeadura projetada - Aplicação no trecho inicial do talude.	Pág. 86

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAD: *Computer Aided Design* ou Desenho Auxiliado por Computador

CIMATEC: Centro Integrado de Manufatura e Tecnologia

DERBA: Departamento de Infraestrutura de Transportes da Bahia

DER-MG: Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de Minas Gerais

DER-SP: Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

SISU-RE: Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura do Recife

WWW: Word Wilde Web

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA	14
1.2 OBJETIVOS.....	16
1.2.1 Geral	16
1.2.2 Específicos.....	16
2. REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	17
2.1.1 Caracterização de ruptura	20
2.1.2 Ações do Intemperismo	21
2.1.3 Influência da conformação do relevo.....	22
2.1.4 Influência da vegetação na estabilidade de taludes	23
2.1.5 Divisão das técnicas de estabilidade de taludes	24
2.1.6 Determinação da envoltória de resistência.....	29
2.2 ATERRO COMPACTADO	30
2.3 TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	33
2.3.1 Gabião.....	33
2.3.2 Solo Grampeado.....	37
2.3.3 Terra Armada	38
2.3.4 “Crib Wal”	40
2.3.5 Estacas-Prancha.....	41
2.3.6 Estaca Secante	42
2.3.7 Paredes Diafragma	43
2.3.8 Solo Cimento.....	44
2.3.9 Cortina Atirantada	44
3. ESTUDO DE CASO	46
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA.....	46
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	48
3.3 SERVIÇOS DE TERRAPLANAGEM	54
4. METODOLOGIA	58
4.1 REVISÃO DA LITERATURA PARA TIPOS DE CONTENÇÕES DE ENCOSTAS.....	58
4.2 TÉCNICAS APLICÁVEIS AO ESTUDO DE CASO	58
4.3 CRITÉRIOS UTILIZADOS NA SELEÇÃO DAS TÉCNICAS APLICÁVEIS AO ESTUDO DE CASO	62
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	63
5.1 ESCOLHA DAS TÉCNICAS DE CONTENÇÃO	63
5.2 DIMENSIONAMENTO	63
5.3 EXECUÇÃO.....	69

6. CONCLUSÃO	87
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

Esse trabalho trata-se de um estudo de caso que pretende avaliar a seleção de técnicas de contenção mais adequadas, para estabilizar o talude formado a partir do aterro durante a execução de obra para implantação de um galpão industrial. As técnicas de construção civil para estabilidade de taludes apontam soluções que viabilizam o negócio com segurança e economia para o construtor e seu investidor, desde que sejam consideradas todas as etapas que antecedem aos projetos necessários para sua execução.

O terreno, situado na rodovia BA 526, km 6, em Salvador, apresenta declive acentuado e possui como limites um rio e outros terrenos vizinhos. Foi necessária a realização de investigações geotécnicas, levantamento topográfico do terreno e visita técnica para avaliar das condições do terreno. Na etapa do planejamento para execução dessa obra de contenção, foi levado em consideração a presença de linhas de alta tensão de energia que atravessam o terreno e escadas drenantes que escoavam grande volume de água pluvial deixando o terreno encharcado. Além disso, estudar a técnica de contenção mais adequada para se aplicar no talude dessa obra é de suma importância para minimizar problemas que venham a ocorrer na etapa de implantação do empreendimento, pois situações em que há muita movimentação de terra, se tem como resultado físico final a conformação do solo que irá receber a edificação.

Nesse contexto, durante a execução do aterro compactado foi formado um talude, com inclinações que variavam de 50° a 70°, muito próximo ao rio, com o intuito de se ganhar mais área para o empreendimento. Durante os dias de chuva, o nível do rio subia causando erosões.

Após a conclusão dessa etapa da obra, o talude se mostrou instável, fazendo-se necessário diminuir o ritmo da obra para avaliar a situação e buscar, através de especialistas, o melhor tipo de contenção para estabilizá-lo, agora levando em consideração a forma de execução para a técnica de contenção que mais se adequava ao problema, devido ao talude se encontrar num local de difícil acesso com restrição de espaço para sua execução.

Os especialistas tiveram a necessidade de realizar novas investigações geotécnicas para analisar as condições do aterro compactado para se ter informações necessárias sobre o grau de instabilidade no talude. Considerando o confinamento ocasionado, algumas técnicas foram apontadas como possíveis soluções ao problema, como solo grampeado, muro de

alvenaria, gabião, cortina atirantada, solo cimento, geossintético e hidrossemeadura, para proteção do talude.

Problemas relativos à ausência de projeto específico de contenção para o talude construído, e a negligência, em determinados aspectos, relativos às obras de terra, geraram aumento de custo da obra, retrabalhos na execução, atraso do prazo final da entrega do empreendimento ao cliente, os quais poderiam ter sido evitados se houvesse um planejamento criterioso para selecionar as técnicas mais adequadas para contenção.

JUSTIFICATIVA

Justifica-se esse trabalho pela importância de se avaliar e se identificar as técnicas de contenção mais adequadas para estabilização do talude, visando uma solução eficaz e econômica diante das condições e características apresentadas nesse solo.

A instabilidade de taludes tem-se mostrado cada vez mais frequente em construções em áreas de risco já que, devido a sua topografia acidentada, necessita de obras de escavações e de contenção de encostas, onde a execução de cortes provoca alterações no estado de tensões atuantes no maciço, o que tende a instabilizar a região montante do talude; ou mesmo em obras de grandes movimentações de terra realizadas sem o critério e aplicações necessárias à prática da construção, acarretando também em instabilidades.

As obras de contenção estão diretamente relacionadas à segurança, uma vez que as escavações são feitas geralmente no solo, um material bastante heterogêneo, cujas propriedades podem variar drasticamente, tornando-o susceptível a desmoronamentos que põem em risco o empreendimento, inclusive as pessoas que nele trabalham.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

Avaliar as soluções utilizadas para contenção de taludes (encostas) em áreas com restrição de espaço, em relação aos aspectos técnicos, econômicos e de segurança, tendo como estudo de caso a execução de um galpão industrial, localizado na cidade de Salvador.

1.2.2 Específicos

- Identificar os diversos tipos de soluções para contenção de encostas.
- Selecionar os tipos de contenção de encostas aplicáveis e exequíveis ao objeto de estudo deste trabalho.
- Realizar a análise crítica da solução ou das soluções executadas na obra.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Segundo Dyminski (2007), talude é definido como uma superfície inclinada que delimita um maciço terroso ou rochoso, conforme é apresentado na Figura 1.

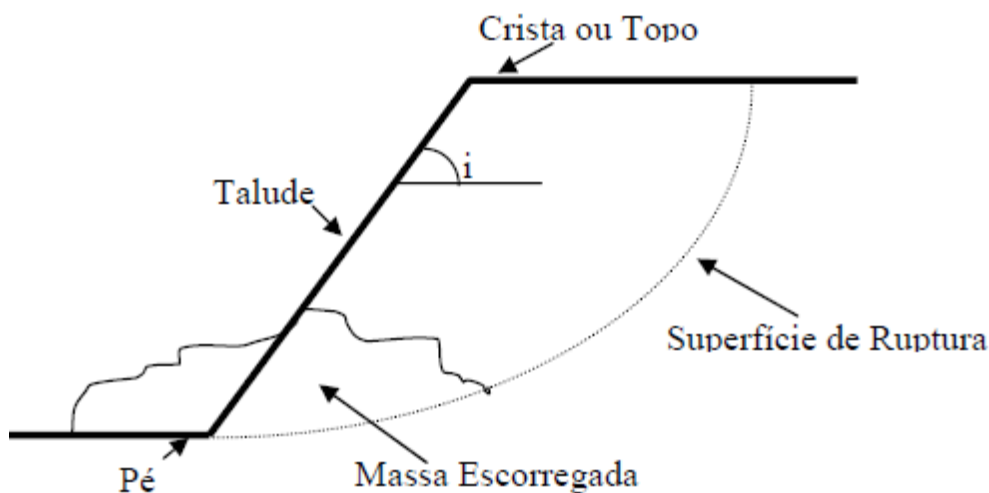


Figura 1 – Exemplo de Talude (DYMINSKI, 2007).

De acordo com a norma de estabilidade de taludes (NBR 11682/1991) são adotados significados e denominações para melhor entendimento da norma. A seguir alguns deles:

Item “3.1 altura do talude” é a distância, medida na vertical, entre o topo e o pé do talude.

Item “3.2 Ângulo médio do talude” é o ângulo, com a horizontal, da reta que passa pelo pé e topo do talude.

Item “3.30 pé do talude” é a parte mais baixa de um talude ou de um trecho dele.

Item “3.41 Talude estável” é o talude que não apresenta nenhum sintoma de instabilidade, tais como trincas, sulcos, erosão, cicatrizes, abatimentos, surgências anormais de água, rastejo, rachaduras em obras locais, etc.

Item “3.44 Topo do talude” é a parte mais alta de um talude ou de um trecho dele.

De forma geral, para estabilizá-los, os estudos seguem os seguintes preceitos: definição da topografia do talude ou encosta, definição das sobrecargas existentes, condições críticas do talude, ensaios de caracterização do solo, definição de parâmetros para elaboração de projeto e execução, dentre outras.

Dyminski (2007) comenta ainda que dependendo da forma que o talude se rompe e da velocidade em que isso ocorre, os tipos de movimento de terra podem ser divididos em:

- (a) Quedas, que caracterizam o “descolamento” de solo ou rocha de um talude íngreme;
- (b) Desprendimento, que é a rotação de massa de solo ou de rocha em um ponto, central, abaixo do centro de gravidade da massa deslizante;
- (c) Escorregamento, definido por movimentos de descida de massa de solo ou rocha, tendo uma superfície de ruptura bem definida;
- (d) Espalhamento, é o movimento relativamente rápido de argila, que se deslocam consideravelmente, o qual poderia ficar estável por um bom tempo;
- (e) Corridas de lama ou misto, que são movimentos de massa muito rápidos de solo argiloso mole, que se movem como se fosse um fluido viscoso.

A Figura 2 demonstra cada tipo descrito.

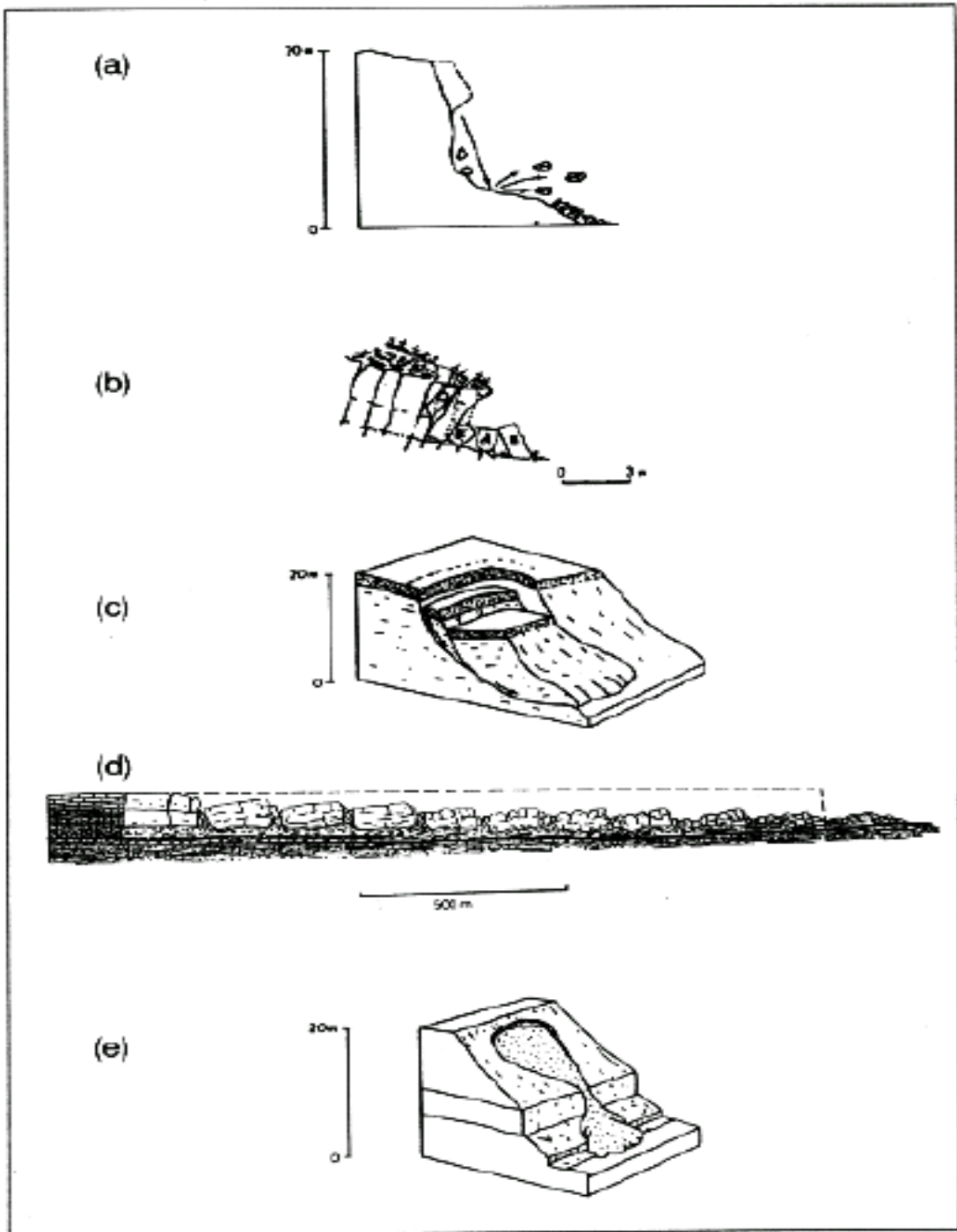


Figura 2 – Tipos de Movimentos de Terra (DYMINSKI, 2007).

Antes de partir para as análises realizadas, é preciso entender o significado e como acontece a ruptura de um maciço em um determinado solo e o comportamento do talude quando submetido a ações de intempéries.

2.1.1 Caracterização de ruptura

De acordo com Gerscovich (2010), a ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo, onde, uma camada de solo, em torno da superfície, que perde suas características durante o processo de ruptura. A Figura 3 demonstra esse processo.

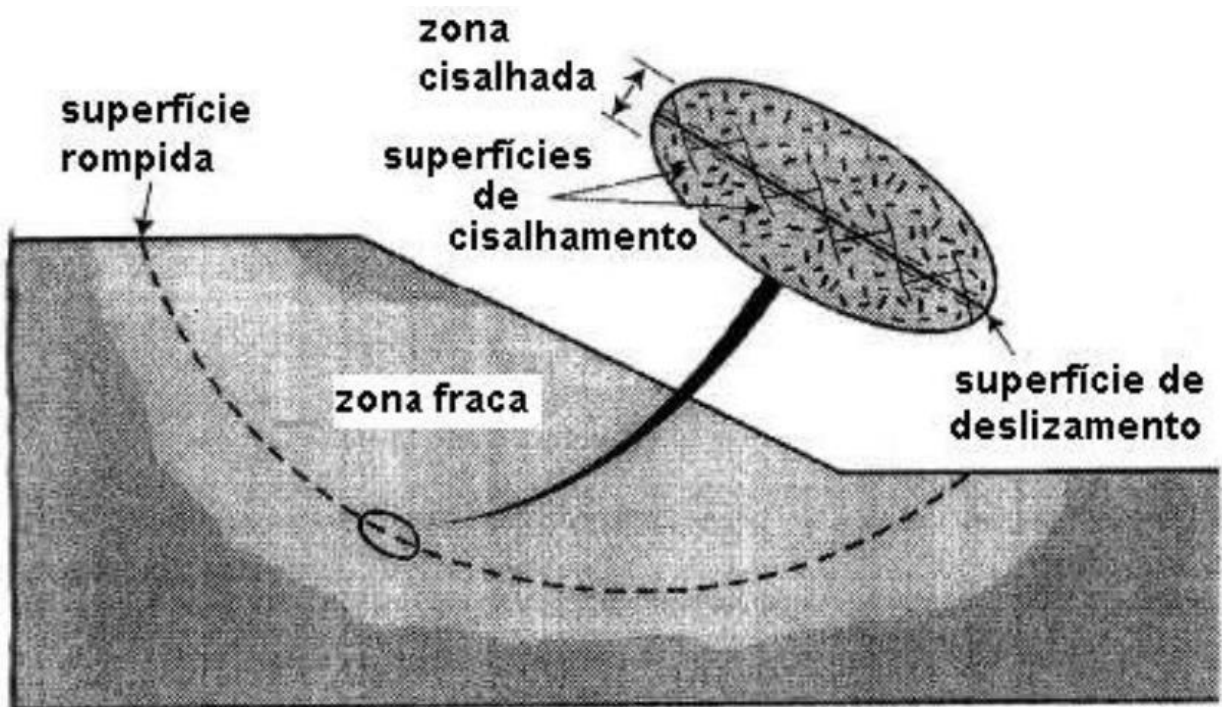


Figura 3 - Zona franca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento (LEROUEIL, 2001, *apud* GERSCOVICH, 2010).

A análise da estabilidade de uma determinada estrutura é feita seguindo a metodologia demonstrada na Figura 4, da esquerda para a direita: recolhimento de uma amostra indeformada no campo, em seguida realiza-se ensaios de laboratório, depois se determina os parâmetros que definem o comportamento tensão x deformação x resistência e, por último, utiliza-se teorias e metodologias de dimensionamento que fornecem o fator de segurança.

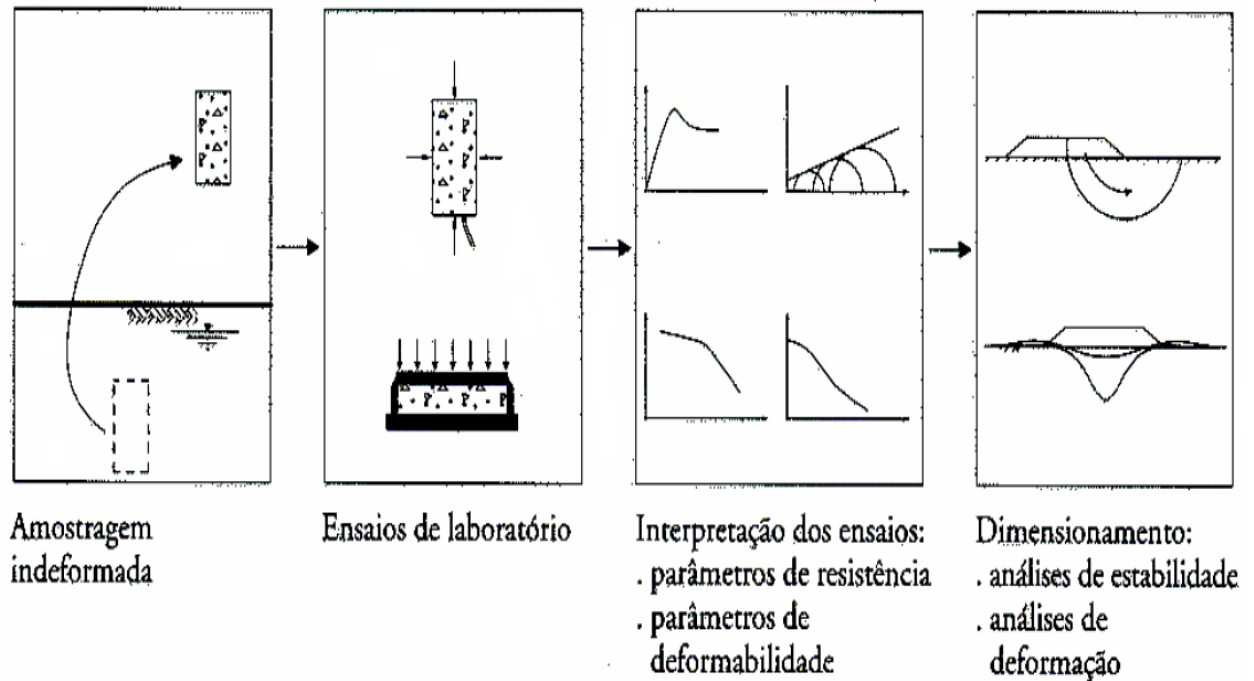


Figura 4 - Esquema de dimensionamento (GERSCOVICH, 2010).

2.1.2 Ações do Intemperismo

Segundo Carvalho *et al.*, (2015) a medida que o intemperismo avança, observa-se uma tendência geral ao aumento da porosidade e do teor de umidade dos maciços rochosos, aumentando assim a sua capacidade de armazenamento de água.

Na mesma linha de raciocínio, Silva (2011), *apud* Carvalho *et al.*, (2015), aponta que quanto maior a declividade do talude, maior a tendência ao aumento no fluxo superficial e, ao contrário, quanto menor a declividade, maiores as taxas de infiltração. Ele destaca ainda que vertentes longas têm maior área de captação, podendo permitir maior entrada de água no solo.

Nesse sentido, Ross (1994), *apud* Carvalho *et al.*, (2015) complementa que o aumento da declividade amplia a fragilidade do relevo em relação à ocorrência de erosões, sendo que declividades de 20% a 30% elevam essa fragilidade para forte a muito forte. Observa-se, portanto, a grande influência da declividade do relevo no estado hídrico do solo de cobertura. No entanto, este deve ser analisado conjuntamente com as características estruturais e hidrogeológicas do maciço rochoso.

2.1.3 Influência da conformação do relevo

De acordo com Jesus (2013), *apud* Carvalho *et al.*, (2015) a morfologia de um relevo pode comandar os fluxos superficiais e sub-superficiais tanto no maciço saturado como no não saturado, sendo necessário separar os mecanismos atuantes de cada um, conforme demonstrado na Figura 5 e na Figura 6.

Em se tratando de fluxo no maciço, na superfície de um trecho côncavo de um relevo, em um manto não saturado, existe uma maior ação de forças normais atuantes pela água precipitada, ampliando o seu potencial erosivo. Já no trecho convexo, existe uma tendência a reduzir a força trativa da água devido a sua menor atuação da tensão normal.

Ainda no manto não saturado, em se tratando de fluxo no maciço, na sub-superfície de um trecho côncavo de um relevo, existe uma maior preservação da umidade junto ao talude ao qual se amplia à medida que se penetra no solo, preservando sua umidade e diminuindo seu potencial erosivo. De forma contrária, no trecho convexo, existe uma maior desidratação do maciço por meio de evaporação, aumentando assim sua capilaridade e conseqüentemente favorecendo o potencial erosivo pela infiltração das águas pluviais, como mostra a Figura 5 (CARVALHO *et al.*, 2007, *apud* CARVALHO *et al.*, 2015).

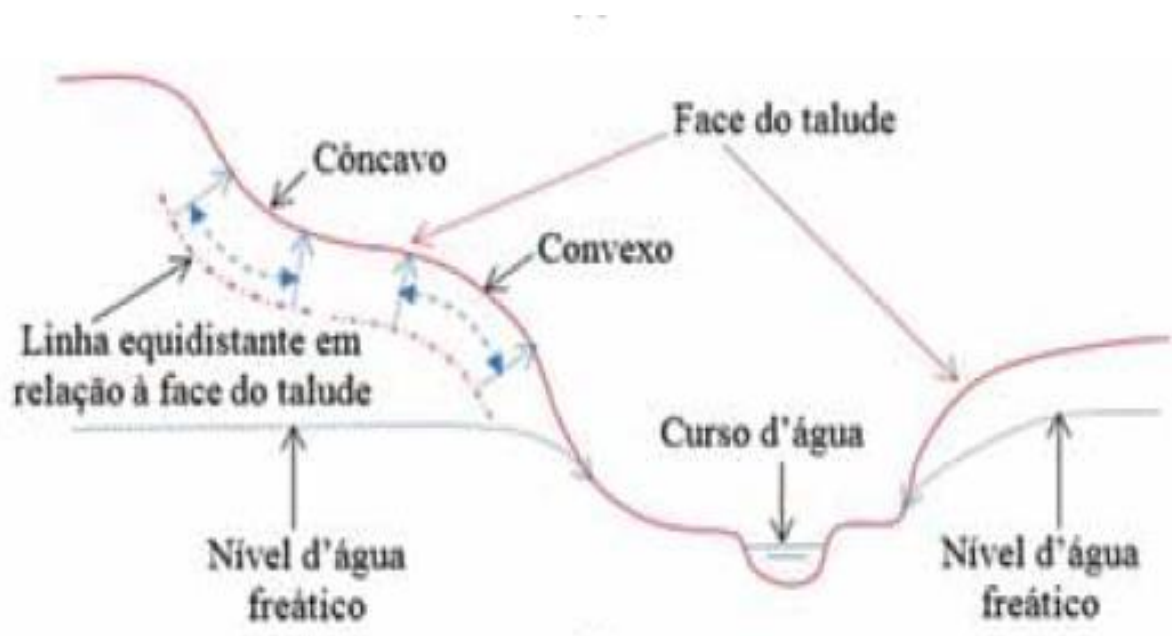


Figura 5 – Fluxo no maciço – Ampliação, redução e manutenção da área de fluxo (MODIFICADO DE JESUS 2013, *apud* CARVALHO *et al.*, 2015).

No manto saturado, em se tratando de tensões no maciço, na superfície de um relevo, no trecho côncavo, existem maiores pressões neutras devido ao menor rebaixamento no nível freático d'água, pela ação da gravidade, e por consequência maior risco de ruptura e erosões, ao contrário ocorre no trecho convexo, conforme demonstra a Figura 6 (CARVALHO *et al.*, 2015).

A análise desse estudo é importante por que ao se alterar a conformação desse relevo, com um simples corte, ou um retaludamento, pode-se alcançar a estabilidade necessária ao maciço sem necessitar de grandes movimentações de terra ou obras de contenção. Como de forma análoga pode não ser suficiente e ser necessário um estudo mais criterioso do maciço e obras complexas para estabilizá-lo.

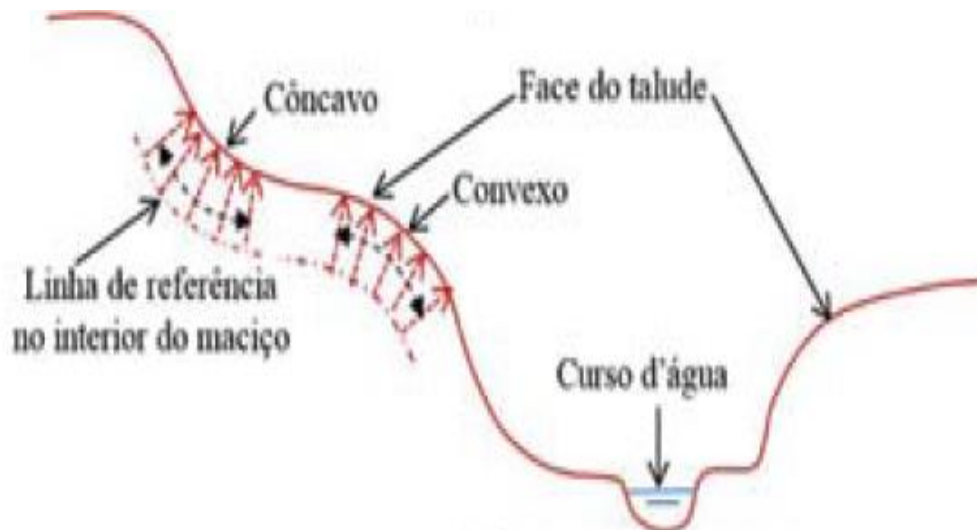


Figura 6 – Concentração de tensões geostáticas no maciço - Concentração, alívio e manutenção das tensões (MODIFICADO DE JESUS 2013, *apud* CARVALHO *et al.*, 2015).

2.1.4 Influência da vegetação na estabilidade de taludes

A influência da vegetação pode produzir efeitos favoráveis e desfavoráveis na estabilidade das encostas. A vegetação protege o solo de vários efeitos climáticos e intempéries e as raízes podem reforçar o solo, aumentando a resistência solo-raiz. Superfícies desmatadas podem ficar vulneráveis a processos erosivos, além de receber maior quantidade de água em sua superfície. Sendo assim, o desmatamento promove condições desfavoráveis para a estabilização dos taludes (GERSCOVICH, 2012).

Gray e Leiser, (1982), *apud* Tabalipa e Fiori, (2008) apontam como efeitos favoráveis: a redistribuição da água da chuva pela copa das árvores, retardando a quantidade de água que se infiltra no solo; a evapotranspiração diminuindo a quantidade de água no solo; o aumento da resistência do solo por esforço mecânico realizado por raízes profundas. De forma contrária, efeitos desfavoráveis como: o efeito alavanca transmitido ao solo, pelos troncos das árvores, ao receber ação do vento; o efeito cunha, que é a pressão lateral causada pelas raízes ao penetrar em fissuras do solo; sobrecarga vertical devido ao peso da vegetação.

Para avaliar a contribuição da resistência do solo pelas raízes de uma determinada vegetação é necessário considerar a interação solo-raiz. Em um sistema desse tipo as raízes podem ser tratadas como elementos elásticos, que, enterrados no solo, levam a um aumento da resistência contra eventuais escorregamentos de encostas. Como exemplo pode-se citar o capim do tipo Vetiver, que tem se mostrado muito eficiente na estabilização de taludes. Podem chegar até 2,0 metros de altura e suas raízes podem penetrar até 3,0 metros de profundidade. Possuem rápido crescimento vertical, em taludes com declives acentuados, se comparadas com outros tipos de capim, e suas raízes penetram até em superfícies rochosas (FIORI E CARMIGNANI, 2009; TRUONG *et al.*, 2008; HENGCHAOVANICH, 1998, *apud* BARBOSA E LIMA, 2013).

2.1.5 Divisão das técnicas de estabilidade de taludes

As técnicas de análise de estabilidade de taludes podem ser divididas em dois grupos:

- Análise Probabilística.
- Análise Determinística.

A análise probabilística assume distribuições de probabilidades de tensões atuantes e tensões resistentes, de variáveis de um determinado problema, de uma determinada situação, em um maciço para a verificação de estabilidade. Por não determinar seus parâmetros de forma consistente, a sua aplicação prática é muito restrita. Contudo, para fins de estudo iniciais de análise de ruptura ainda são importantes.

Na análise determinística é estudado o equilíbrio de uma massa de solo, possivelmente instável, pelo método do equilíbrio limite. Esse método se resume a comparar forças que tendem a provocar movimentos para romper uma determinada superfície e forças que atuam de forma contrária a esse movimento.

Cada método vem sendo simplificado para fins de estudo e aplicação prática, entretanto é necessário considerar alguns fatores como admitir uma forma de ruptura na superfície de um talude, a determinação do fator de segurança (FS) e critérios de ruptura de Mohr-Coulomb.

O fator de segurança (FS) do talude será definido pelo quociente entre as forças de momento resistente total MR e das forças do momento atuante MS, relativos ao centro da superfície circular de deslizamento, como mostra a equação 1.

$$FS = \frac{MR}{MS} \quad (1)$$

O valor resultante desta última expressão será igual para todas as fatias, implicando em uma grandeza adimensional, onde, não é o fator de segurança realmente existente, devido à imprecisão das hipóteses e dos parâmetros de solo adotados, mas serve de referência para análise de estabilidade de taludes em um determinado plano de deslizamento.

Pode-se citar como exemplo, Ehrlich e Becker (2012) que apontam a adoção de fatores de segurança mínimo para a estabilidade de zona não reforçada de um talude, quanto ao tombamento e deslizamento, com determinadas inclinações, a fim de evitar sua ruptura geral. Dessa forma podem-se adotar as teorias clássicas do equilíbrio limite, ou a utilização da fórmula de Coulomb, critérios determinísticos que deverá atender a fatores de segurança para:

Deslizamento $\geq 1,5$ (inclinação $> 65^\circ$)

Deslizamento $\geq 1,3$ (inclinação $< 65^\circ$)

Tombamento $\geq 2,0$ (inclinação $> 65^\circ$)

Massad (2010) destaca que não se conhece a posição da linha de ruptura ou da “linha crítica”, isto é, da linha a qual está associado o coeficiente de segurança mínimo, o que se consegue por tentativas. Atualmente, essa tarefa é facilitada graças aos recursos da computação disponíveis.

De acordo com a norma de estabilidade de taludes (NBR 11682/1991), caso haja grande variabilidade de resultados geotécnicos, os fatores de segurança mínimo devem ser majorados em 10%. Esse (FS) mínimo também é estabelecido na norma, para os casos de deslizamentos, a depender do tipo da obra.

Para entender melhor a evolução dos métodos para se alcançar resultados mais assertivos de fatores de segurança, apresenta-se um dos métodos mais antigos e mais utilizados de análise, que é o método das fatias.

Ele consiste em dividir em fatias as camadas do solo acima da superfície de risco de deslizamento, segundo planos verticais. Com o objetivo de simplificar a quantificação do peso próprio, a base de cada fatia será representada por um segmento de reta, de acordo com a forma da superfície de deslizamento adotada na investigação. Portanto quanto menor for a largura das fatias, menor será o erro introduzido no resultado (FREITAS, 2011).

Na Figura 7, a representação da aplicação do método das fatias, admitindo que a superfície de deslizamento é um arco de circunferência de raio “r” e de centro “O”. A massa de solo está dividida em fatias verticais, definidas como tendo largura “b” e altura “h”, fazendo a tangente ao ponto médio da base, um ângulo “ α ” com a horizontal.

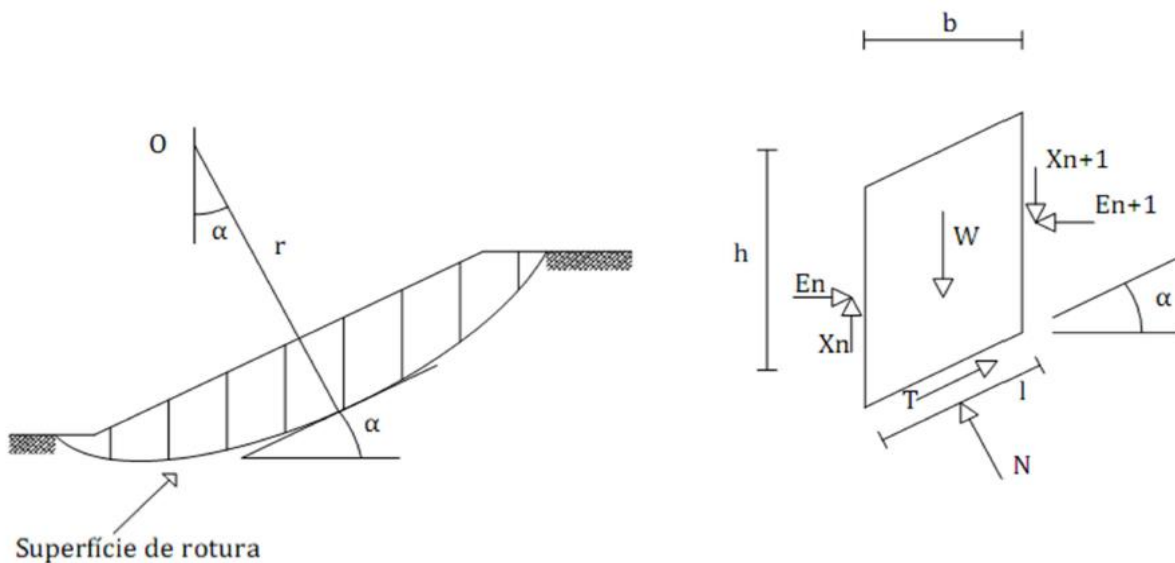


Figura 7 – Método das fatias – Forças aplicadas a uma fatia de solo (FREITAS, 2011).

Entre as fatias estão aplicadas as forças normais de interação, “En” e “En+1”, e as forças tangenciais de interação, “Xn” e “Xn+1”, sendo também necessário ter em conta o peso próprio de cada fatia, $W = \gamma \cdot b \cdot h$.

Na base da fatia estão aplicadas as forças normal, “N”, tangencial “T”, e “L” o comprimento da base. A força “T” é a força de corte mobilizada na base, dada pela equação 2:

$$T = \frac{T_r}{F_S} \times L \quad (2)$$

E em termos efetivos, obtém-se a tensão “T”, conforme equação 3, onde “N” representa as forças normal, “L” o comprimento da base e “u” a pressão intersticial. Estando ainda a equação em função da coesão “c’ ” e da tangente do ângulo de atrito “Ø”, ficando da seguinte forma:

$$T = \frac{C'}{FS} \times L + (N - u \times L) \times \frac{\tan \phi}{FS} \quad (3)$$

Considerando o equilíbrio de rotação em torno de “O”, o somatório dos momentos provocados pelas forças de corte “T” deve igualar o momento proporcionado pelo peso da massa de solo. Assim em qualquer fatia o segmento de “W” é “r x seno α”, demonstrada na equação 4:

$$\sum Tr = Wr \times \sin \alpha \quad (4)$$

Consequentemente, na equação 5 temos:

$$FS = \frac{\sum Tr}{\sum Wr \times \sin \alpha} \quad (5)$$

Em termos de tensões efetivas, a expressão geral para o fator de segurança (FS), fica representada na equação 6:

$$FS = \frac{\sum (C' \times L + (N - u \times L) \times \tan \phi')}{\sum W \times \sin \alpha} \quad (6)$$

Conclui-se então que o resultado para determinação do (FS), para desse método, apresentado na Figura 8, é estaticamente indeterminado, porque existem mais incógnitas do que equações.

Em termos físicos tal fato deve-se às fronteiras laterais entre fatias não serem superfícies de ruptura, vindo daí que a relação entre as forças “X” e “E”, normal e tangencial de

interação, respectivamente, não é determinada pelo critério de Mohr-Coulomb. Será então incontornável estabelecer hipóteses quanto aos seus valores e pontos de aplicação, pois de outra maneira a indeterminação destas incógnitas impossibilita a quantificação de “N” e posteriormente do (FS) (FREITAS, 2011).

O método de Morgenstern e Price (1965), *apud* Silva (2011), foi o primeiro método a satisfazer todas as condições de equilíbrio para superfícies de ruptura de qualquer forma. Por ser o método mais rigoroso levando em consideração diversos parâmetros, torna-se indispensável utilizar o recurso de programas de computadores para a sua aplicação. O método determina o fator de segurança (FS) através da soma de forças tangenciais e normais à base da fatia e ao somatório de momentos em torno do centro da base de cada fatia. As equações foram elaboradas para cada fatia com largura infinitesimal, como demonstra a Figura 8. As equações de equilíbrio de forças e de momentos foram combinadas e uma modificação da técnica numérica de Newton-Raphson foi utilizada para obter o (FS), em que ambos os equilíbrios de forças e momentos fossem respeitados.

As equações de equilíbrio estático utilizados na formulação de Morgenstern e Price são os mesmos que são usados na formulação do método geral de equilíbrio limite. Só existe uma pequena distinção na forma como é aplicada a força na base de cada fatia, como mostra a Figura 8, (FREUDLUND *et al.*, 1981).

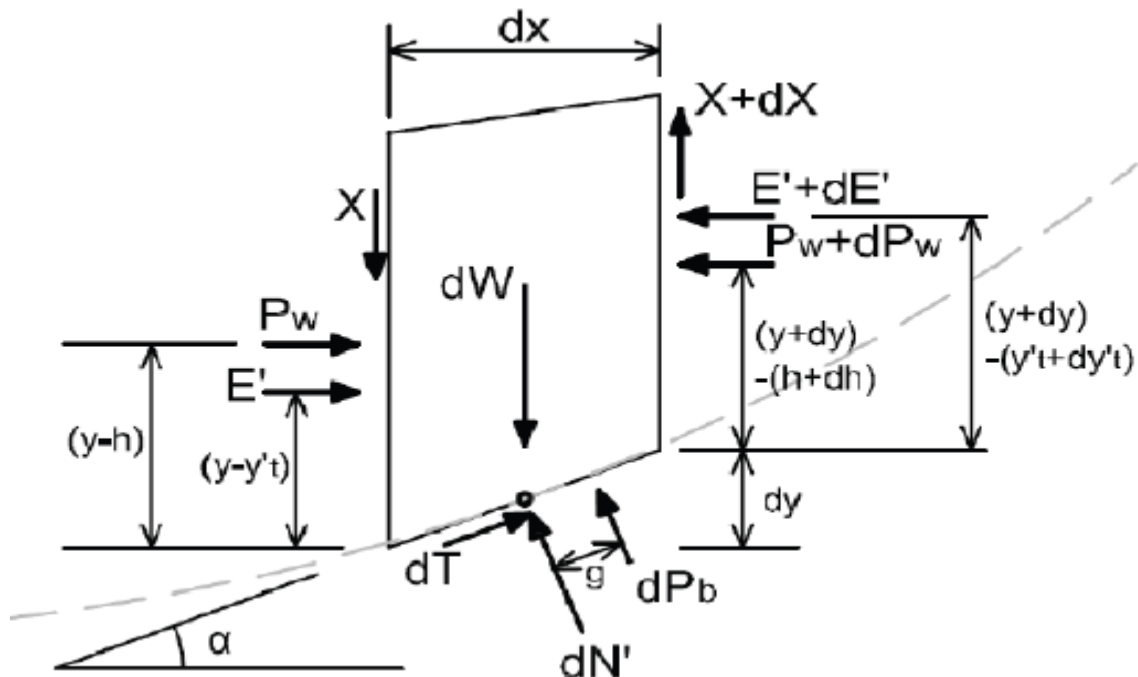


Figura 8 – Forças que atuam numa fatia de largura infinitesimal (SILVA, 2011).

Em que:

E' = Força normal efetiva de interação

X = Força tangencial de interação

dW = Peso da fatia

P_w = Resultante das pressões neutras que atuam na face lateral da fatia

dP_b = Resultante da pressão neutra na base da fatia

dN' = Força normal efetiva na base da fatia

dT = Força de corte na base da fatia

α = Inclinação da base da fatia

2.1.6 Determinação da envoltória de resistência

De forma geral os círculos de ruptura são definidos a partir de curvas de tensão versus deformação, que por sua vez é obtido através de ensaios laboratoriais, em diferentes condições, para que sejam determinados os estados de tensão de ruptura.

Utilizando-se como base a envoltória de Mohr-Coulomb, para determinação dessa tensão de ruptura, a envoltória tangencia o círculo de Mohr em um plano diferente do plano de " τ_{max} ", demonstrada na Figura 9.

Nesse plano de ruptura, "*Failure plane*", as tensões atuantes são " σ_{nf} " e " τ_f ", (representadas em setas vermelhas). A ruptura que ocorre nele é resultado de uma combinação de efeitos, portanto, no plano de " τ_{max} ", apesar da tensão cisalhante ser maior do que a tensão normal (τ_f), ela ainda é superior à " σ_{nf} ", garantindo a sua estabilidade nesta direção. Ou seja, a tensão máxima de cisalhamento não define a ruptura e sim uma combinação de tensões " (σ, τ) ".

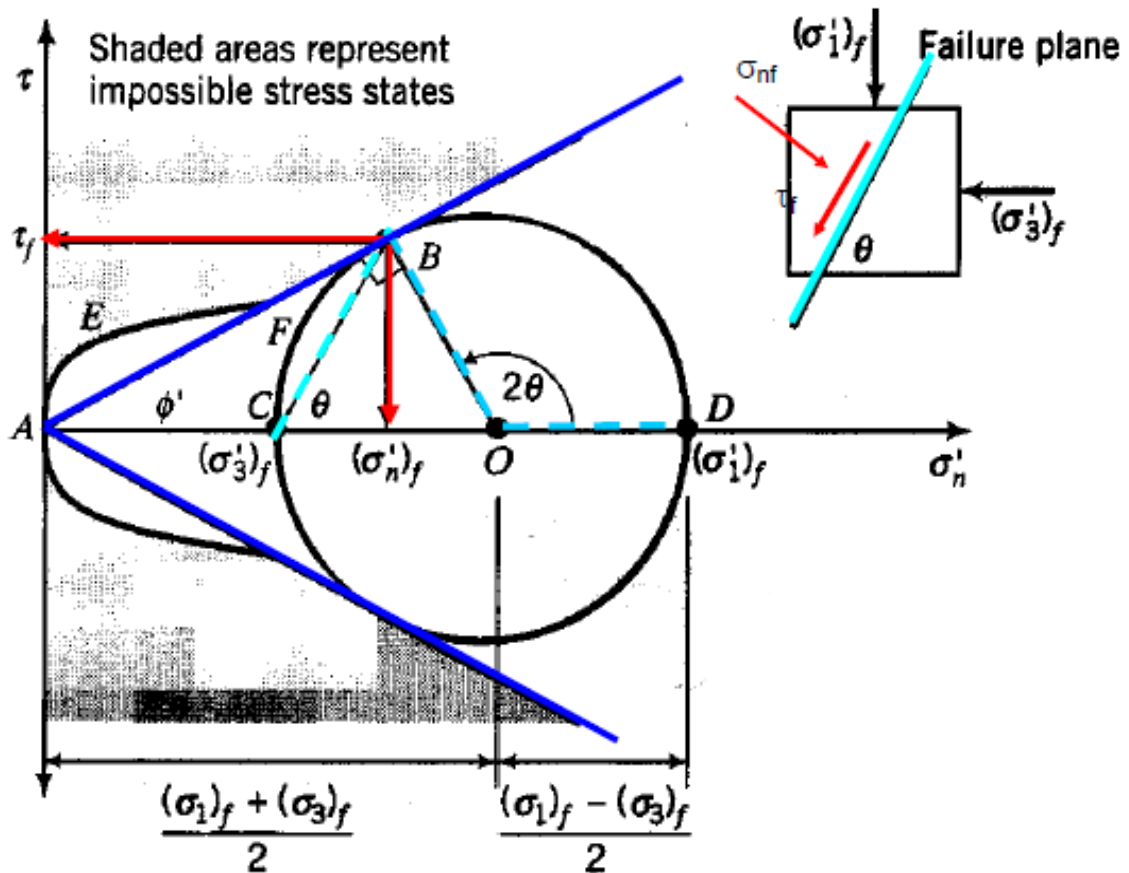


Figura 9 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (GERSCOVICH, 2010).

O critério de ruptura de Mohr-coulomb assume que diferentes tipos de solicitações pressupõem a mesma envoltória, admitindo-se que os estados de deformação não interferem indiretamente na resistência. Essa hipótese não se justifica uma vez em que diferentes relações de tensão versus deformação irão acarretar em comportamentos diferentes.

2.2 ATERRO COMPACTADO

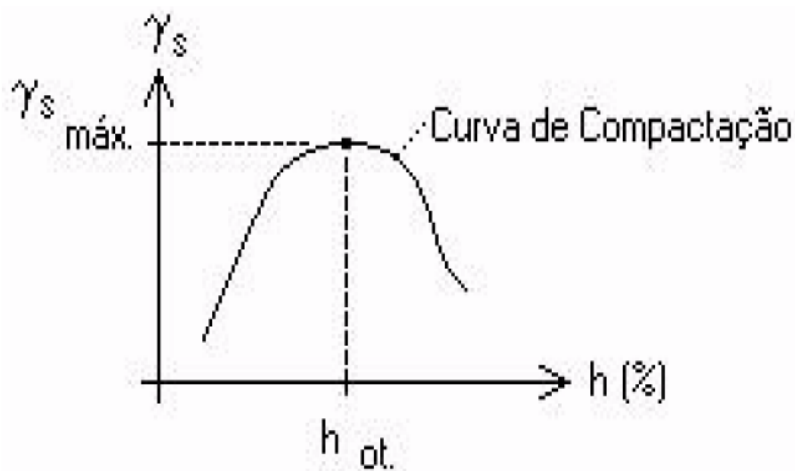
Tratando-se, agora, mais diretamente da questão da compactação de aterro, as atividades que a envolvem começam já com a localização de áreas de empréstimo onde estarão os solos adequados para serem usados para aquele projeto, sua remoção e transporte para o local da obra, assim como ensaios em laboratórios para definir os parâmetros necessários para a compactação desejada.

O objetivo principal da compactação é obter um solo bem estruturado, que mantenha o seu comportamento mecânico adequado ao longo de toda a vida útil da obra. (MACHADO E MACHADO, 2013).

Ao se compactar um determinado solo, com uma determinada energia de compactação constante, à medida que o teor de umidade aumenta, o peso específico aparente seco também aumenta, atingindo um valor máximo e depois decrescendo, dando origem à curva de compactação (NUNES, 2010).

De acordo com a norma de Ensaio de Compactação (NBR 7182/1988), utilizando-se coordenadas cartesianas normais, traça-se a curva de compactação, marcando na abcissa os valores de teor de umidades, (h), e na ordenada os valores das massas específicas aparentes secas correspondentes, (γ_s). A curva resultante deve ter um formato aproximado de uma parábola.

O valor da umidade ótima a ser considerado será determinado quando o valor em que o seu peso específico aparente seco atingir seu ponto máximo na curva de compactação, conforme mostra a Figura 10.



$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + h}$$

Figura 10 – Curva de compactação (NUNES, 2010).

Onde:

γ_s : Peso específico aparente seco.

γ_s máx.: Peso específico aparente seco máximo.

γ_h : Peso específico correspondente à umidade compactada.

h : Teor de umidade do solo compactado.

h_{ot} : Umidade ótima.

No entanto, em se tratando de material de solo que passa pela peneira de 19 mm, ele é compactado com energias diferentes, com amostras trabalhadas para aterro compactado, seguindo a orientação da norma de ensaio de compactação (DNER-ME, 162/94). Realiza-se o procedimento com a energia de compactação necessária, calculando seus teores de umidade, e as respectivas massas específicas aparente seca correspondentes, e traçando-se assim a curva de compactação para a umidade ótima alcançada.

A norma de solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT (NBR 6484/2001), no “anexo A”, estabelece a designação de “compacto” para solos como areias e siltes arenosos, com índices de resistência a penetração de 19 a 40. Já no caso de argilas e siltes argilosos, com índices acima de 19, são considerados “duro”.

No campo, após espalhar o material em camadas, uniformemente, a compactação é feita através de máquinas específicas como: rolo compressor, pilões e vibrador. A correção da umidade é realizada através de irrigação com caminhões-pipa (CAPUTO, 1988, *apud* AGUIAR, 2014).

A depender da natureza do terreno utilizam-se rolos lisos e rolos pé-de-carneiro para solos arenosos, e rolos de pata curta e pneumáticos, em geral, para solos argilosos, mas se adaptam bem na maioria dos solos. Os equipamentos supracitados são mais versáteis, evitando fazer manobras e realizando a compactação de frente e de ré. Na prática o que interessa ao construtor é saber quantas vezes deve-se passar o rolo compressor para que o grau de compactação, (GC), atinja o mínimo especificado em projeto. Dessa forma verificando sempre, através de determinação “*in loco*”, se o GC e a variação de umidade, (Δh), estão sendo respeitadas de acordo com as especificações desejadas (NUNES, 2010).

O grau de compactação (GC) é definido pela equação 7, de acordo com os parâmetros obtidos em campo e em laboratório, e a variação de umidade é definida pela equação 8, ambas com seus dados já explanados acima.

$$GC = \frac{y_s (\text{campo})}{y_s \text{ max. (lab)}} \times 100 \quad (7)$$

$$\Delta h = h - h_{ot}. \quad (8)$$

Esse desvio de umidade corresponde a tolerância entre o valor do “ $y_s \text{ max}$ ”, refletida no “ h_{ot} ”. Expressos em porcentagem.

2.3 TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

As estruturas de contenção são basicamente divididas em flexíveis e rígidas. Ou seja, são classificadas quanto ao seu funcionamento estrutural.

As flexíveis permitem certa movimentação, sendo capazes de absorverem deformações do solo em uma construção vizinha, com facilidade, como também ocasionar deformações no solo ao seu redor, podendo causar problemas como recalques, trincas e esforços não previstos. Ao contrário das estruturas de contenção rígidas que não absorvem esse tipo de deformação e são, de forma geral, definitivas (CARDOSO, 2002).

A seguir são apresentadas algumas técnicas de estabilidade de taludes pesquisadas:

2.3.1 Gabião

Os muros construídos por meio de gabiões funcionam por gravidade, e se compõem de elementos em forma de prismas retangulares ou sacos, fabricados em malha metálica, a qual é preenchida com fragmentos de rocha. Estes elementos são superpostos de modo a formar uma estrutura de arrimo arrumada. Com relação aos muros de alvenaria, os gabiões possuem a vantagem de serem mais flexíveis, garantindo a mobilização de todo o solo anterior por trás da contenção. Para que o fluxo da água no solo não penetre nos vazios do gabião é necessário que se crie uma camada de transição, inserindo mantas de geotêxtil, possibilitando uma boa percolação da água na faixa de contato gabião/solo (MACHADO e MACHADO, 2013).

Um dos fatores e vantagens principais dos gabiões é a capacidade de sofrer deformações em solos com pouca resistência de apoio. Ao sofrer recalques eles se mantêm estáveis sem perder suas características de contenção. Os gabiões associados ao uso de geotêxtil chegam a cerca de 30 % de permeabilidade, sendo bastante usadas a margem de cursos de água, barragens e obras rodoviárias. No caso em que os gabiões ficam expostos a rios, mar ou águas ácidas esse material pode ser revestido de PVC de fábrica e sua malha trançada de forma hexagonal, de aço com baixo teor de carbono serve para aumentar sua vida útil nesses ambientes agressivos. A depender do projeto podem atingir grandes alturas e com diversas aplicações (GABIÕES, 2016).

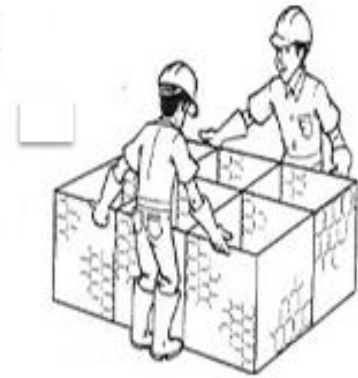
A Figura 11 demonstra a sequência de montagem do gabião caixa, da esquerda para a direita, e a Figura 12 mostra como o gabião caixa se apresenta após a montagem de uma peça.



Abriu e desdobrar o gabião em uma superfície plana e dura.



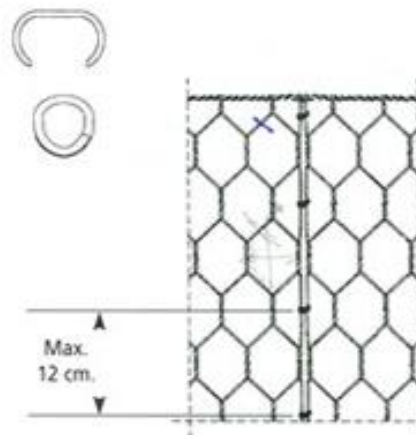
Levantar os painéis laterais obtendo um caixa. Dobrar as arestas pré-existentes.



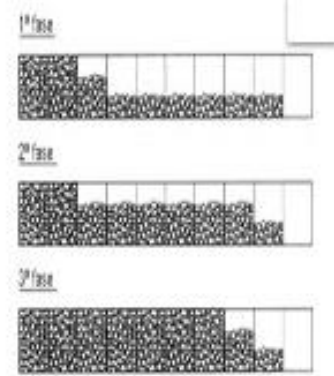
Unir os gabiões utilizando os fios metálicos, costurando-os em todas as arestas.



Na frente e na traseira colocar a cofragem atando-a com fio de ligadura de modo que a rede esteja bem esticada e junta uniformemente.



Para otimizar e facilitar a ligação dos vários elementos recomenda-se a utilização de agrafadoras pneumáticas.



Atentar ao enchimento dos cantos para não permitir a deformação dos painéis laterais. O gabião deve ser fechado e a tampa unida aos painéis laterais com as operações de união descritas.

Figura 11 - Montagem de gabiões tipo caixa e detalhes de sua costura (GABIÕES, 2016).

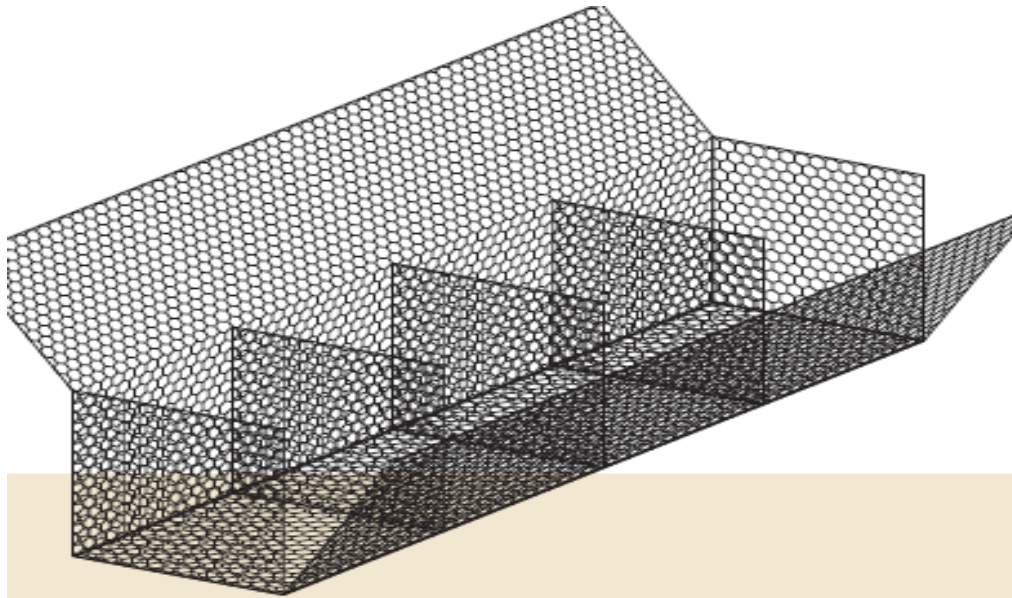


Figura 12 – Gabião Caixa Montado (MACCAFERRI, 2015).

O gabião saco, apresentado na Figura 13, é constituído por uma única malha hexagonal de dupla torção, também fabricado do mesmo tipo de arame que o gabião caixa, porém em formato diferente. Fecham-se as extremidades da malha formando um cilindro que será costurado formando um saco comprido.

De acordo com Onodera (2005), o gabião saco é bem versátil por ser rápido e fácil de montar não exigindo arrumação das pedras rachão. Normalmente ele é costurado no canteiro da obra. São muito utilizados em obras emergenciais e com presença de água para suporte em solos instáveis, fundações, etc. Depois de pronto ele é aplicado no local com o auxílio de equipamento mecânico devido ao peso.



Figura 13 – Gabião Saco (MACCAFERRI, 2015).

O gabião tipo colchão reno possui esse nome pelo formato que ele apresenta depois de montado. Apresentado na Figura 14, ele assemelha-se a um colchão com comprimento e largura muito maior que sua altura. Ele é muito utilizado em margens de leitos de cursos d'água e na base de canais pluviais. É fornecido à obra com as dobras pré-prontas para que seja montado *in-loco* e preenchido também com pedra rachão.

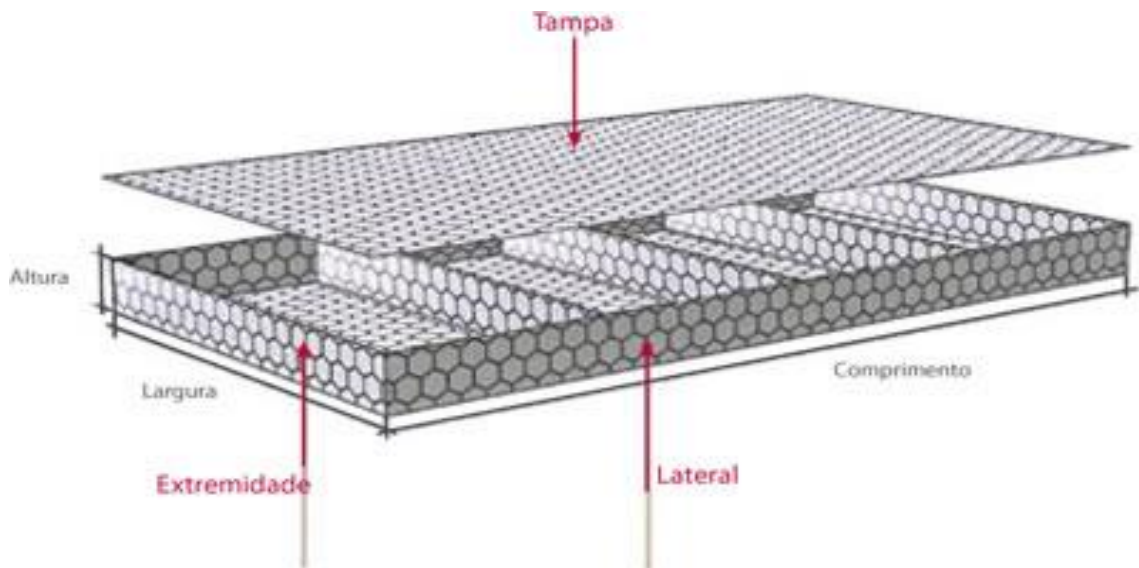


Figura 14 - Colchão Reno (MACCAFERRI, 2015).

2.3.2 Solo Grampeado

O solo grampeado é uma técnica de contenção aplicada á maciços de terra, para manter a estabilidade de taludes, de forma permanente, através de tirantes presos em concreto armado na face do talude.

Segundo Ortigão *et al.* (1993), essa técnica foi aplicada de maneira intuitiva em 1970, por construtores de túneis. Na sua fase atual de estabilidades, em que simula o efeito do reforço, tem levado a obras bastante econômicas. Ele considera também que essa técnica apresenta vantagens econômicas tanto no escoramento de escavações quanto na estabilização de taludes. Dos anos 70 até os dias atuais houve uma grande evolução nos métodos de análise, em boas experiências na sua execução e nos resultados, permitindo aperfeiçoar os projetos, reduzindo o comprimento total dos grampos em relação aos projetos elaborados antigamente.

Para sua execução são inseridos chumbadores através de máquinas perfuratrizes, quando se tem espaço para manuseá-las, caso contrário pode-se utilizar trados manuais. Adjacente às barras, são inseridos tubos de injeção para calda de cimento que será aplicada dentro do furo, sob pressão. O comprimento de cada barra de aço varia de acordo as características do maciço e suas particularidades do local. A depender da altura do talude podem existir várias linhas de chumbadores, com tamanhos diferenciados, que variam de 4 a 10 metros de comprimento, ou de acordo com o projeto elaborado.

Para a drenagem são utilizados os drenos com cerca de 0,40 metros de comprimento. Já os DHP's (Drenos Sub-horizontais Profundos) alcançam profundidades maiores, 2 ou 3 metros ou de acordo com o projeto, devendo ser avaliado as condições do lençol freático e as possíveis percolações de água. Esses tubos de plástico são perfurados, porosos e recobertos com geotêxtil permeável para facilitar o escoamento e captação de águas mais profundas ao maciço. Na face do talude são instaladas telas de aço, fixadas nas extremidades dos chumbadores, em seguida o concreto é projetado, impulsionado por ar-comprimido através de compressores. A Figura 15 apresenta um perfil de execução de solo grampeado. Não existe, no Brasil, normatização para o processo de solo grampeado (DER-SP, 2012, apud PINI, 2013).

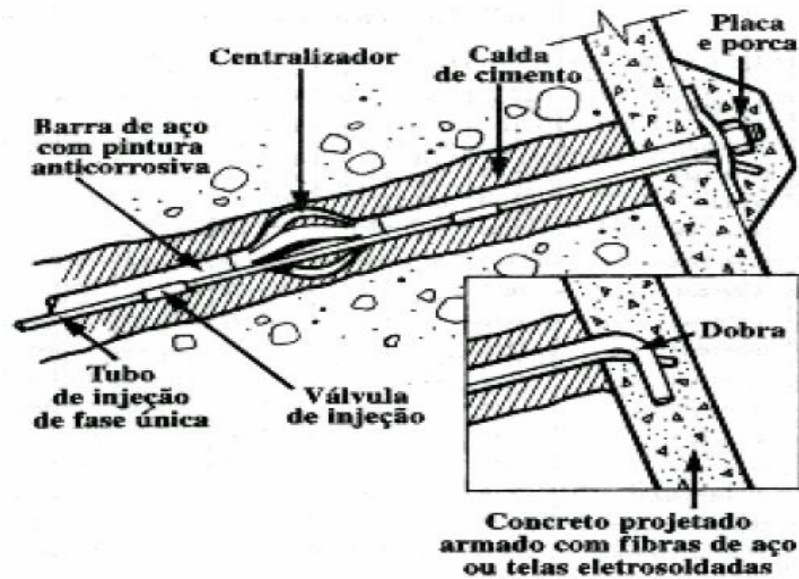


Figura 15 – Contenção em solo grampeado – Detalhe em perfil (DYMINSKI, 2007).

2.3.3 Terra Armada

A norma de Terra Armada (NBR 9286/1986) especifica os critérios oficiais de dimensionamentos deste tipo de estrutura, definindo o reforço em terra armada como um sistema constituído pela associação do solo de aterro com propriedades adequadas, armaduras (tiras metálicas ou não) flexíveis, colocadas, em geral, horizontalmente em seu interior, à medida que o aterro vai sendo construído, e por uma pele ou paramento flexível externo fixado às armaduras, destinado a limitar o aterro.

O método de execução é realizado montando sobre uma base de concreto chamado de soleira, fazendo o papel de fundação para o paramento externo. A colocação das “escamas”, paramento externo, (placas pré-moldadas de concreto), é feita em linhas horizontais sucessivas, ao mesmo tempo em que o aterro é executado. A montagem e estabilidade são garantidas por encaixes e pinos presos às placas que são instaladas por içamento em caminhão munk ou guindaste. As tiras metálicas e nervuradas que servem de atrito com o solo, são instaladas perpendicularmente ao paramento externo e presas às escamas, como mostra a Figura 16. As tiras são aterradas e o solo compactado com rolo ou trator compactador. Elas são responsáveis por grande parte da resistência interna à tração do maciço. (DNIT e SISURE, 2012, *apud* PINI, 2013).



Figura 16 – Disposição das fitas metálicas e aterro compactado (MAPARAGEM, 2012).

Os muros de terra armada são muito utilizados em obras rodoviárias devido a sua capacidade de suportar altos carregamentos, sendo ideal para muros de grandes alturas, mesmo para sobrecargas excepcionais, como no exemplo mostrado na Figura 17 (MAPARAGEM, 2012).



Figura 17 – Sobreposição das “escamas” no paramento externo (MAPARAGEM, 2012).

2.3.4 “Crib Wal”

O “Crib Wal”, também conhecido como contenção de muro em formato de fogueira, é uma estrutura de contenção feita com módulos montados por meio da sobreposição de peças de concreto, madeira ou metal, criando uma estrutura de contenção por meio de gravidade, como apresentado na Figura 18. Para o enchimento do Crib Wall são utilizados materiais granulares graúdos, como por exemplo, brita, seixo rolado e a depender da situação do local, solo compactado. Esse material de preenchimento garante a resistência à compressão, ao cisalhamento e ao peso da estrutura. Essa técnica pode ser utilizada em taludes cortados ou aterrados, geralmente construídos para obras rodoviárias por alcançar grandes alturas, superiores a 15,0 metros, a depender do solo do local. É um sistema de contenção flexível e capaz de suportar acomodações e recalques da fundação se aplicados materiais que permitam boa drenagem. A montagem pode ser feita em encostas pouco estáveis, podendo se adaptar a conformação do talude, seja ele em curva ou em terrenos irregulares. (DERBA e DER-MG, 2011, *apud* PINI, 2013).

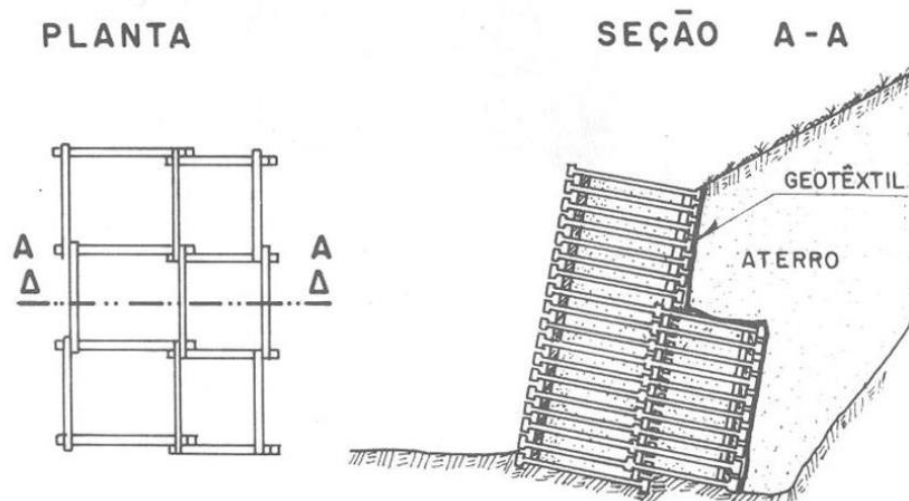


Figura 18 – Contenção em “Crib Wall” – Vista em planta e em perfil (LEITE, 2011).

2.3.5 Estacas-Prancha

As estacas prancha são peças normalmente de aço, que se cravam no solo formando, por justaposição, cortinas que são usadas em obras de: esgoto, obras rodoviárias, obras de contenção para retenção de água ou de solo, como mostra a Figura 19. Podem ser utilizadas tanto para obras temporárias quanto para obras permanentes. Essa técnica é normalmente aplicada para pequenos desníveis, porque, quando os desníveis se tornam maiores, passa-se a utilizar cortinas de estacas prancha ancoradas. São obras consideradas de rápida execução e podem atingir grandes profundidades de contenção com o uso de equipamento bate-estacas, contudo é necessário realizar investigações geotécnicas no local para verificar a resistência do solo natural, pois em solos muito duros não é recomendado. As estacas pranchas metálicas possuem como vantagens uma melhor estanqueidade e reutilização, mas elas podem apresentar problemas de corrosão ao longo do tempo. Para evitar esse problema podem ser feitos de PRFV (Plástico Reforçado com Fibra de Vidro) por ser mais resistente a corrosão da água do mar (MACHADO e MACHADO, 2013; PINI 2011).



Figura 19 – Contenção em estaca-prancha (PINI, 2011).

2.3.6 Estaca Secante

São contenções em estacas de formato cilíndrico, através de escavações no solo, encostadas umas nas outras de forma secante, formando um muro de contenção no sub-solo, como demonstrado na Figura 20. Possuem muitas vantagens e facilidades executivas como a estanqueidade, alta produtividade, dispensa o uso de lama bentonítica, pode ser executado bem próximo a limites de terrenos, pode ser aplicado em solos resistentes, permite melhor precisão vertical e linearidade, inexistência de vibração, entre outras (SANGLARD 2014).

Sua forma de execução se dá Inicialmente por estacas primárias deixando um espaço entre elas para execução de uma estaca secundária, fechando uma parte da contenção. A sequência executiva das estacas começa com a perfuração e concretagem das peças não armadas (primárias), espaçadas de forma a permitir a execução posterior das estacas secundárias, que por sua vez serão armadas. Antes da nova perfuração a “camisa” metálica, (forma), é removida da estaca primária já concretada. Na execução das estacas secundárias é necessário cortar lateralmente as estacas primárias, já executadas, para garantir a vedação total das peças, alinhadas de forma secante. Por fim esse processo é repetido até que finalize a contenção (PINI, 2013).



Figura 20 – Contenção em estaca secante (SANGLARD, 2014).

2.3.7 Paredes Diafragma

São contenções em formato de paredes, de concreto armado, construídas com larguras que variam de 2 a 4 metros e espessura de 0,30 até 1,20 metro, ao longo da profundidade de um solo, de uma determinada área que se pretende conter, formando um paramento contínuo. A escavação é feita com equipamento hidráulico tipo “clan shell” e a profundidade é atingida de acordo com o projeto e a capacidade do equipamento. A concretagem é submersa expulsando a lama bentonítica que é usada para estabilizar a escavação realizada (MACHADO e MACHADO, 2013).

Essa técnica pode ser implantada em qualquer tipo de terreno, mesmo em areias finas, areias compactas e argilas duras, sem necessidade do rebaixamento do lençol freático. Possui bom estanqueamento, evitando percolação do fluxo de água para dentro da escavação, sendo utilizado somente esgotamento superficial. De forma resumida é executada em três etapas: execução da escavação, instalação da armadura de aço e concretagem, como mostra a Figura 21 (SAEZ, *et al.*, 1998 *apud*, ORTIZ, 2011).

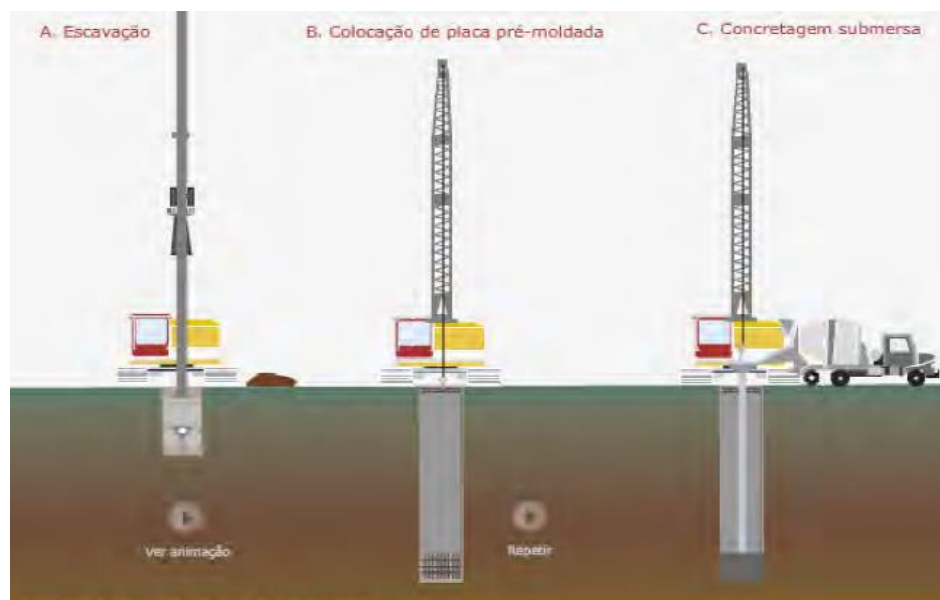


Figura 21 – Contenção em parede-diafragma (FUNDESP, 2009 *apud*, ORTIZ, 2011).

2.3.8 Solo Cimento

O solo-cimento é um material obtido pela mistura de solo (geralmente arenoso), água em pouca quantidade e cimento, onde se obtém uma “farofa” úmida do produto. A mistura é realizada no próprio local da obra, por meio de uma betoneira e em seguida é compactada por meio de placa vibratória, em camadas sucessivas, no sentido vertical. Em poucos dias ele ganha consistência e durabilidade necessária para ser aplicado em diversos tipos de obras como uma parede sólida e espessa ou solo ensacado. O solo-cimento pode ser ensacado e arrumado em um determinado talude que sofreu erosão, de forma a preencher o espaço vazio, dando a conformação necessária e estabilizando a área erodida, como demonstra a Figura 22. Pode também ser usado para fabricar blocos e pavimentos pré-moldados. Por possuir custo baixo é bastante utilizado em obras de habitação popular onde não exige muito critério para sua execução (CAMPOS, 2016).

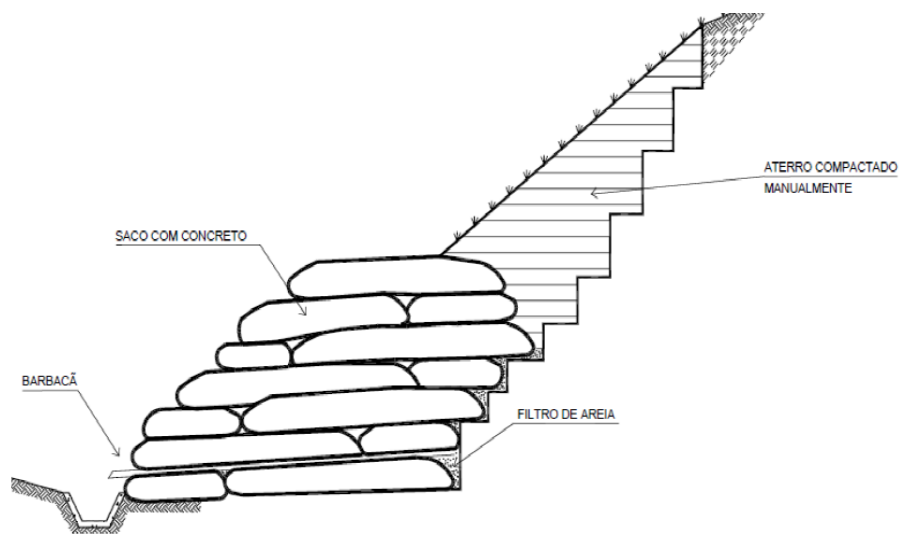


Figura 22 – Contenção em solo-cimento ensacado – Vista de perfil (LEITE, 2011).

2.3.9 Cortina Atirantada

Cortinas atirantadas são paredes de concreto armado, presos através de tirantes de aço protendidos, dentro de um maciço, por uma calda de cimento injetado em alta pressão, formando uma bolha de ancoragem, e na outra extremidade do tirante, presos às paredes, como mostra a Figura 23. Essas paredes são “empurradas” contra o maciço mantendo sua

estabilidade. Para a execução, primeiro realiza o chumbamento dos tirantes dentro do maciço, espera-se a o tempo de cura da calda de cimento que formou o bulbo e em seguida faz a protensão dos tirantes com as paredes de concreto (DYMINSKI, 2007).

De acordo com Joppert Jr (2007), *apud* Fiamoncini (2009), deve-se verificar a tensão de protensão dos tirantes em cada estrutura armada para ter a certeza de que ela é capaz de resistir aos esforços solicitantes, sem que haja danos à força de protensão junto ao conjunto de tirantes. Como ilustrado na Figura 23 o bulbo de ancoragem deve ficar situado na zona passiva de movimentação do maciço. No projeto devem ser consideradas juntas de dilatação para trechos de cortina com extensão superior a 12 metros. Os tirantes devem permanecer retos, com a mesma inclinação e as cargas aos mesmos, aplicados rigorosamente axiais, sendo previstas peças específicas para ancoragem na cortina, estando elas na zona passiva de tensão.

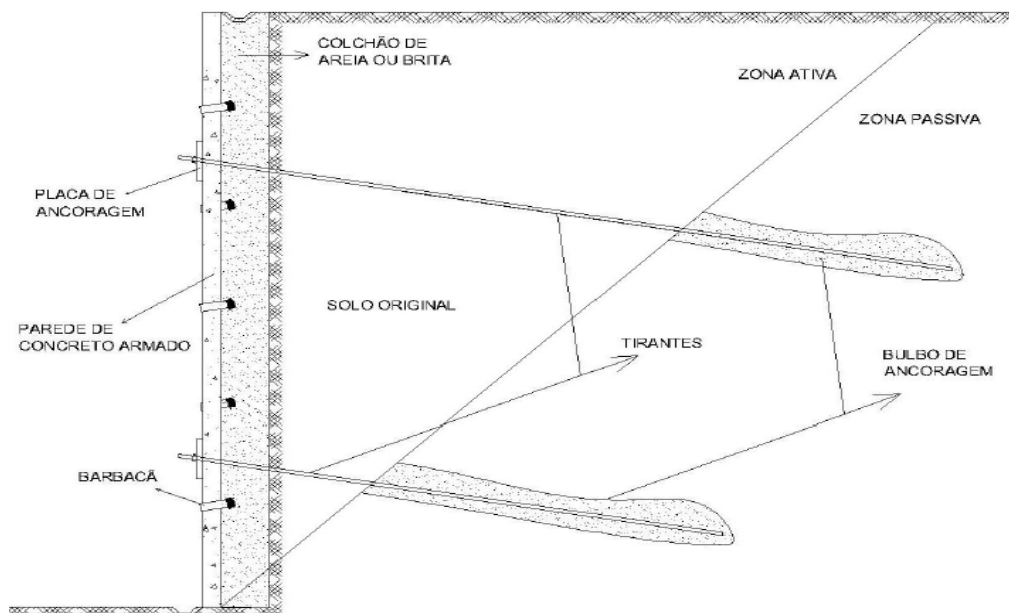


Figura 23 – Contenção em cortina atirantada – Vista de perfil (LEITE, 2011).

3. ESTUDO DE CASO

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

O empreendimento fica situado na rodovia BA-526, Km 6, Salvador – BA, em um terreno de aproximadamente 17.000 m², como mostra a Figura 24. Trata-se da construção de um galpão industrial de armazenagem e distribuição de aço com área para movimentação de carretas pesadas. Possui uma área total construída de 3.000 m², fazendo limites com terrenos vizinhos, com a rodovia e com um rio que passa a margem do talude estudado.



Figura 24 – Planta aérea da situação do empreendimento - (GOOGLE EARTH, 2016).

A localização do terreno foi escolhida pelos investidores por ser uma área comercialmente estratégica, não sendo levados em consideração os aspectos técnicos para construção.

Como a topografia do terreno se mostrava em declive acentuado, de uma extremidade a outra, a intenção do construtor foi nivelar o empreendimento com a rodovia, como mostra a Figura 25, sendo necessários cerca de 106.000 m³ de material para aterrjá-lo.

O terreno era cortado ainda por um rio, como mostram as Figuras 26 e 27, que abastecia uma bacia hidrográfica, portanto não poderia ser descontinuado ou obstruído. O

terreno possuía também contribuições de drenagem pluvial superficial da rodovia que se direcionavam a ele, conforme demonstra a Figura 28. Havia linhas de alta tensão, conforme Figuras 29 e 30, passando pelo terreno e que precisaram ser realocadas, pois seria outro obstáculo para o desenvolvimento da obra.

Além da aprovação dos projetos pela Prefeitura Municipal de Salvador, foi necessário submetê-los também à apreciação da concessionária que administra a Rodovia BA-526.



Figura 25 – Terreno original do empreendimento. Ao fundo aparece a rodovia BA-526.



Figura 26 – Início do rio dentro do terreno. Tubo Ribloc submerso que atravessa a rodovia.



Figura 27 – Parte do terreno alagado, a margem do rio.



Figura 28 – Escadas de drenagem pluvial da BA-526 em direção ao terreno da obra.



Figura 29 – Linhas de alta tensão de energia elétrica atravessando o terreno.



Figura 30 – Postes e linhas de energia elétrica dentro do terreno.

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Para caracterização geotécnica, foi realizado o levantamento topográfico do terreno, determinando os perfis e os cálculos do volume de corte e aterro que foram utilizados na elaboração do projeto executivo. Foi contratado também o controle tecnológico de solos com emissão de laudo sobre o desenvolvimento do aterro compactado, ensaios de laboratório e análises em campo com a presença do profissional geotécnico. Foram realizadas o total de 10 sondagens de simples reconhecimento dos solos (SPT) em momentos diferentes da execução da obra, sendo as primeiras realizadas antes do aterro, no terreno natural, onde foram locados 7 furos ao longo do terreno e as demais realizadas após a conclusão do aterro compactado, onde foram realizados 3 furos ao longo da crista e da berma do talude construído.

As bermas são planos horizontais, na altura mediana entre taludes, para melhorar seu ângulo de inclinação, com o objetivo de contribuir com sua estabilidade.

Na Figura 31 é apresentado um perfil de um dos sete furos da sondagem realizada, no terreno original, onde se observa que a resistência do solo se dá a partir dos 5 metros de profundidade, em um solo silte arenoso com pedregulho quartzoso compacto a muito compacto.

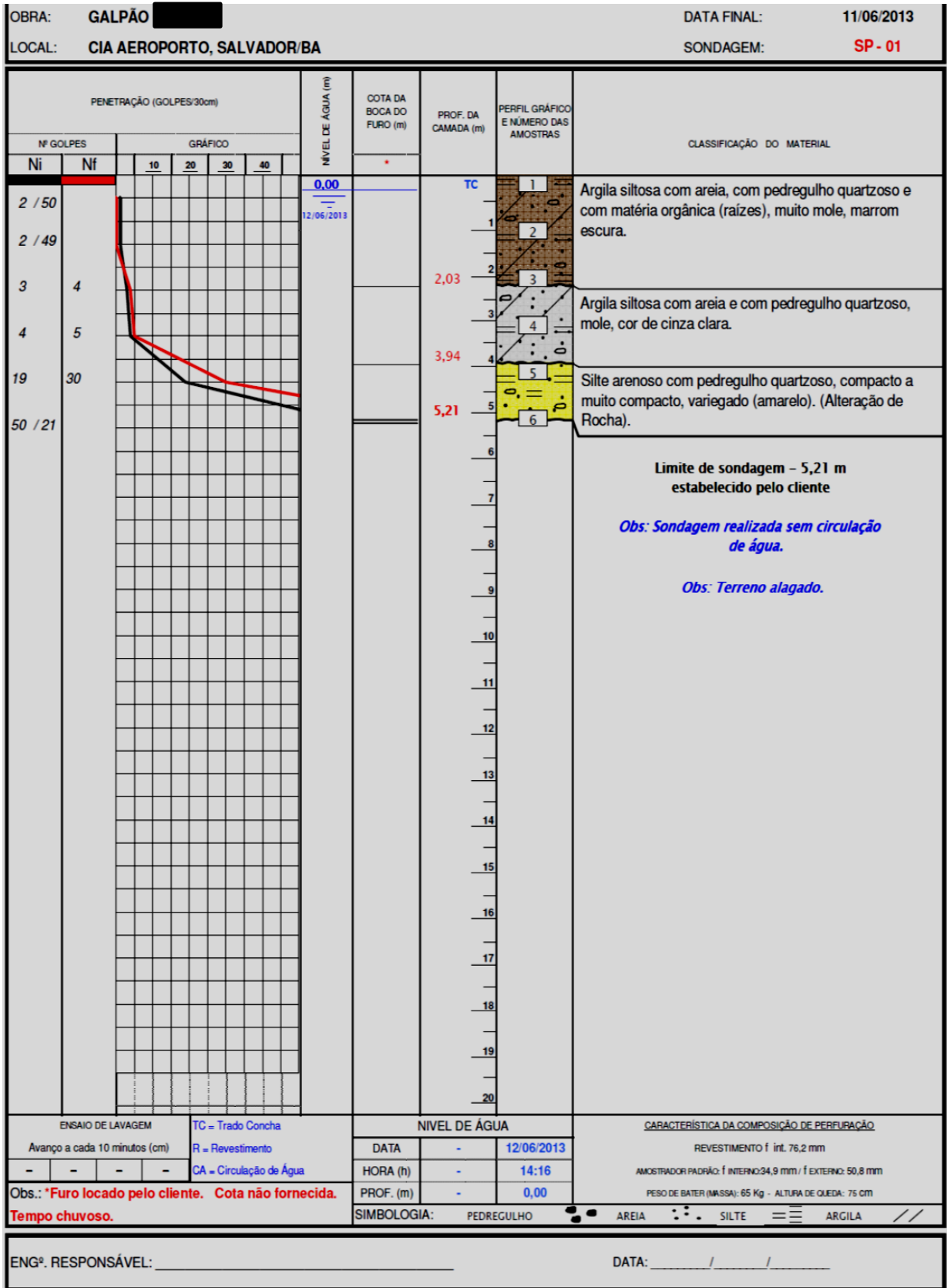


Figura 31 – Perfil de sondagem do terreno original (ETS, 2013).

A Figura 32 apresenta um dos perfis de sondagem executado após a conclusão do aterro, o qual foi realizado com o objetivo de verificar a qualidade da compactação deste.

Analisando esse perfil de sondagem, verifica-se que apesar de apresentar uma resistência significativa aos 8,38 metros de profundidade, com SPT de 28, a resistência desse aterro diminui bastante aos 11,50 metros de profundidade chegando a atingir SPT de 11 e, só volta a aumentar, quando chega no impenetrável, aos 12,31 metros de profundidade, em um solo silte arenoso com argila e com pedregulho medianamente compacto, variegado, apresentando alteração de rocha. Este tipo de material encontrado possui suas classificações de compactação no item 2.2 supra mencionado.

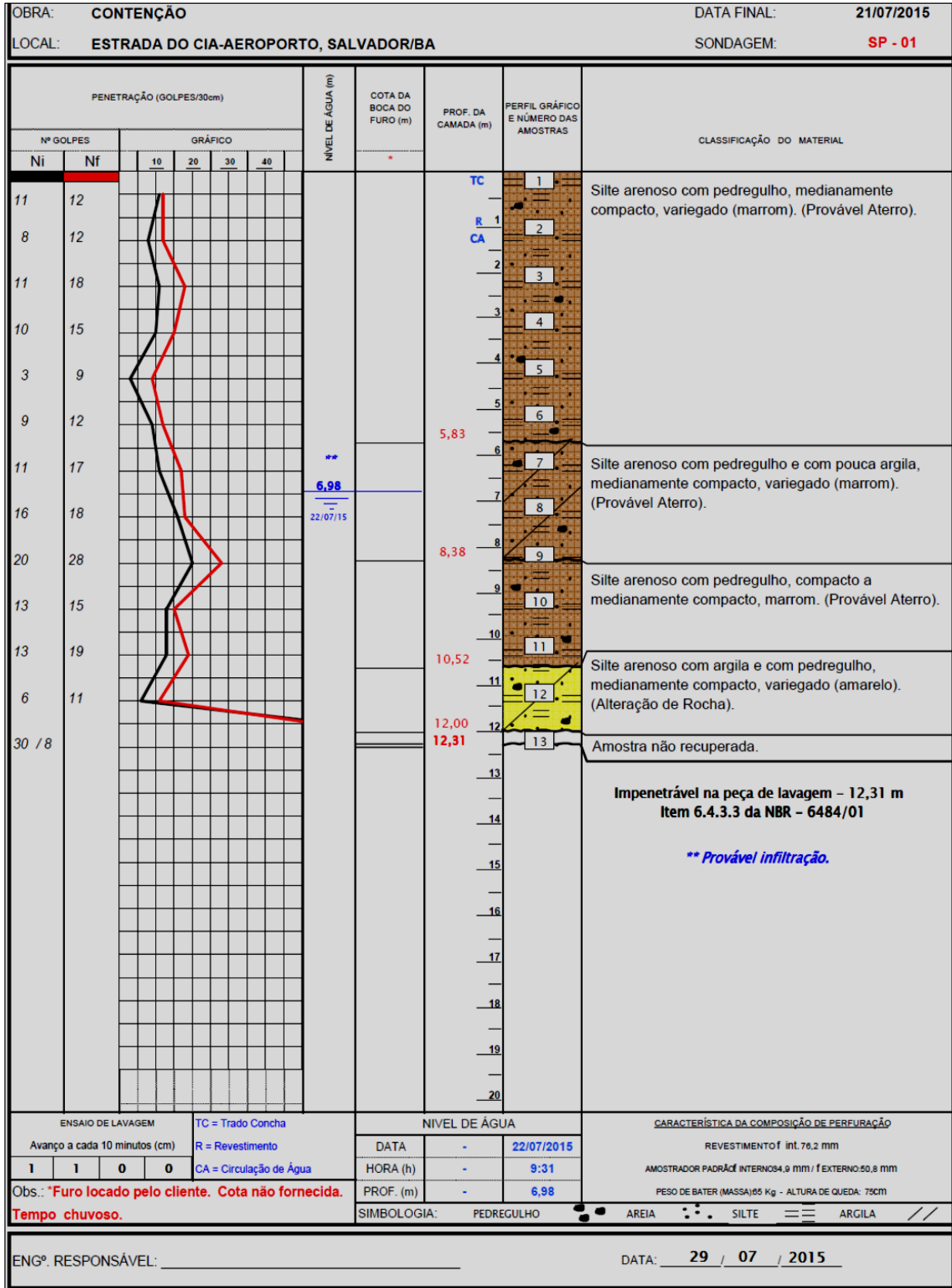
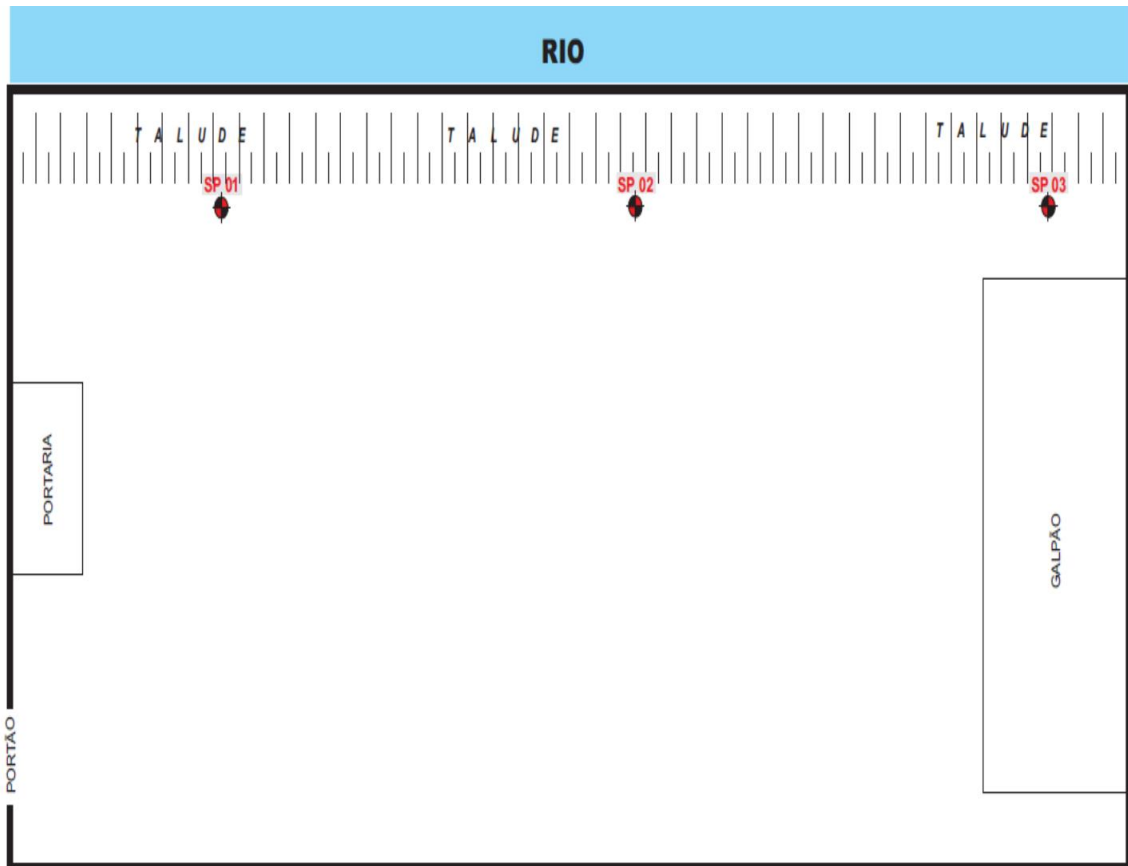


Figura 32 – Perfil de sondagem realizado na crista do talude, após a execução do aterro compactado (STS, 2015).

A Figura 33 mostra o croqui onde foram locados os 3 furos da sondagem a percussão realizada, SP 01, SP 02 e SP 03.



Folha <u>01</u> de <u>01</u>	Escala: s/ escala Referência: SP-07915	<i>Croqui de Localização dos Furos de Sondagem à Percussão Fornecido pelo Cliente</i>
Cliente: [REDACTED]		
Obra: CONTENÇÃO Local: ESTRADA DO CIA-AEROPORTO, SALVADOR/BA		

Figura 33 – Croqui de locação dos 3 furos de sondagem realizado na crista e na berma do talude, após o aterro compactado (STS, 2015).

Os ensaios realizados nos materiais empregados e na compactação (densidade “*in situ*”) na execução do aterro obtiveram resultados apresentados na Figura 34.

Como é possível observar, os materiais atendem aos requisitos para emprego na execução do aterro, nas camadas de sub-base e de base, de acordo com as normas vigentes do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem). Foram realizados, por um laboratório contratado, os ensaios de caracterização (Análise Granulométrica por Peneiramento, Determinação do Limite de Plasticidade, Determinação do Limite de Liquidez), compactação (DNER – ME 0162/94), “ISC”, Índice de Suporte Califórnia (DNER – ME 049/94), e Determinação da Massa Específica Aparente “*in situ*” (DNER – ME 092/94), estes mencionados anteriormente no item 2.2, onde estabelece as correlações de umidade e massa específica aparente seca, conseqüentemente a umidade ótima.

RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS															Nº DOC.:	ES-68/03									
															DATA:	24/10/13									
															REV.:	0 FL.: 1/1									
CLIENTE:																									
OBRA:															LOCAL: CIA - AEROPORTO, BAHIA										
REG.	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA % QUE PASSAM										SEDIMENTAÇÃO (%)			EQUIV. AREIA (%)	CLASSIFICAÇÃO		COMPACTAÇÃO						CBR (%)	EXP. (%)	Nº
	76,2mm	50,8mm	25,4mm	19,0mm	9,5mm	4,8mm	2,0mm	0,42mm	0,075mm		WL	IP	IG		T.R.B.	S.U.C.S.	H _{DT} (%)		γ _{max} (kN/m ³)						
	3"	2"	1"	3/4"	3/8"	N.4	N.10	N.40	N.200	SILTE	ARGILA	(%)	(%)	(%)	P.N.	E.I.	P.M.	P.N.	E.I.	P.M.	(%)	(%)			
1029					100	98	95	81	60			40	14	7	A-6	ML	21,6						9	1,5	1
1030						100	96	69	46			34	14	3	A-6	SC	17,7						11	0,9	2
OBSERVAÇÃO:															Obs.: Os resultados dos ensaios têm significação restrita, e diz respeito somente às amostras analisadas.										
ESTUDO DOS MATERIAIS PARA ATERRO.																									
1) Amostra 01, Proveniente da Jazida Didino do Horto.																									
2) Amostra 02, Proveniente da Jazida Didino do Horto.																									
ENGENHEIRO RESPONSÁVEL:																									

Figura 34 – Relatório do Controle Tecnológico do Solo – Resultados dos ensaios de caracterização (LCL, 2013).

3.3 SERVIÇOS DE TERRAPLANAGEM

Antes de iniciar o serviço do aterro compactado, foi necessário reforçar o solo natural em parte do terreno, próximo à margem do rio, que se encontrava alagado. Assim, foi contratada a consultoria de um especialista geotécnico para acompanhar e orientar a execução desse reforço. Foi aplicada pedra marroada no trecho alagado, formando um lastro estável com o objetivo de alcançar uma boa resistência, para que pudesse receber o aterro.

A Figura 35 apresenta um dos perfis, da seção 05, do projeto topográfico do terreno, onde se verifica a área a ser preenchida com aterro e uma pequena área a ser cortada para nivelamento com a rodovia.

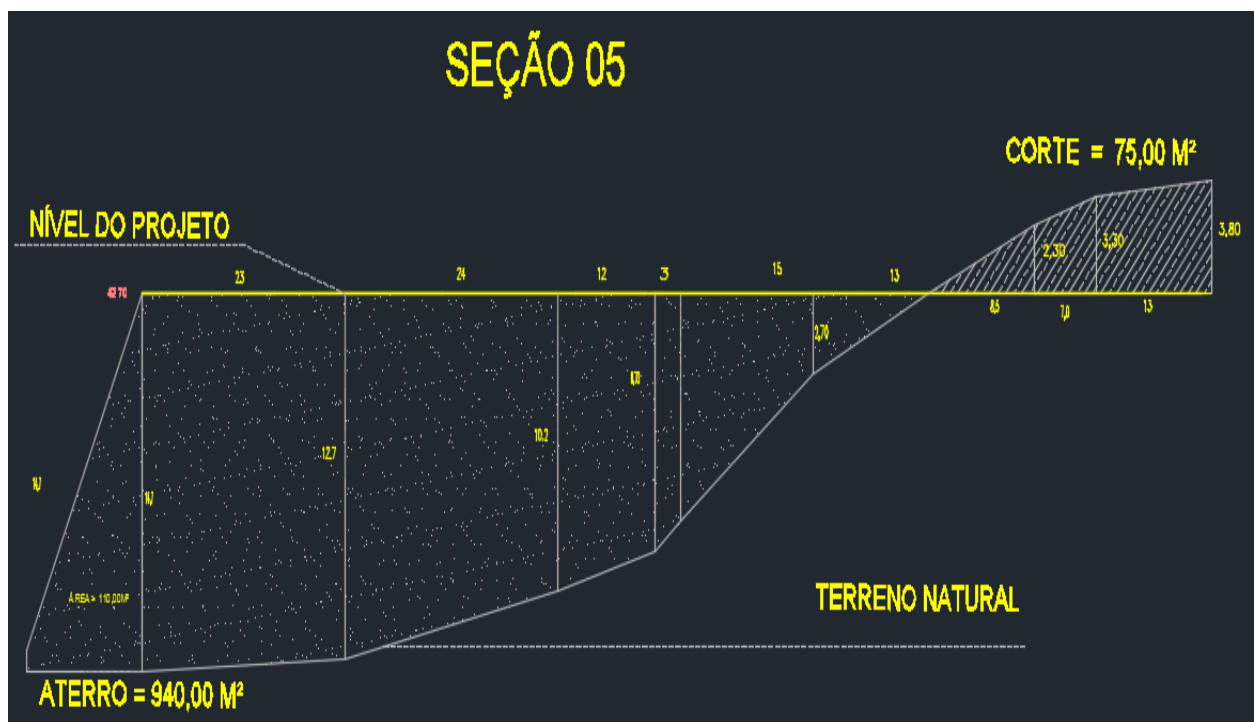


Figura 35 – Perfil do projeto topográfico do aterro (MARAJ, 2012).

Para identificar o rio e sua localização dentro da obra, foi necessário mapeá-lo realizando seu levantamento topográfico, seu estaqueamento e sua conformação no local, gerando plantas gráficas, que seriam de suma importância para compatibilização dos projetos de contenção a serem realizados, como demonstra a Figura 36.

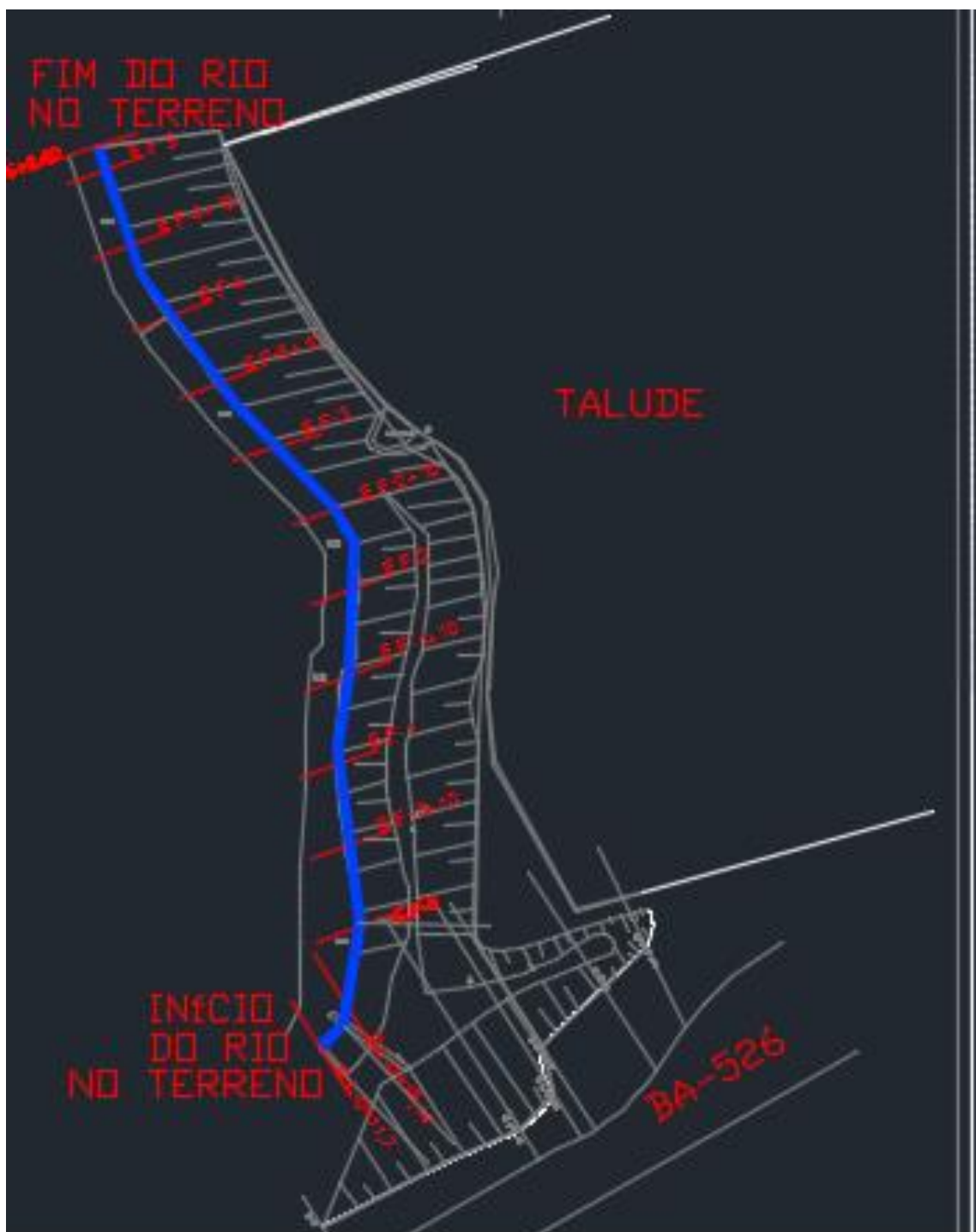


Figura 36 – Planta do levantamento topográfico do rio e da sua margem (MARAJ, 2012).

Diante das intervenções do local e da preparação para início do aterro, o rio estava sendo obstruído constantemente com galhos secos que caíam do bambuzal existente, tendo sua largura de escoamento comprometida, sendo necessária uma limpeza periódica.

Com o início e avanço do aterro, foi contratada uma empresa especializada em controle tecnológico do solo para recolher diariamente amostras de material e realizar as análises laboratoriais, para verificar os parâmetros geotécnicos e gerar informações suficientes sobre a qualidade do aterro realizado.

Na Figura 37 é apresentado um dos relatórios de compactação de cada camada realizada no terreno, onde os valores de umidade "*in situ*" variam de 8,0% a 18,6% e os valores correspondentes às suas massas específicas aparentes secas diminuem de 17,82 Kn/ m³ para 16,18 Kn/ m³. De acordo com os modelos dos cálculos apresentados no item 2.2 supracitados foram obtidas suas massas específicas aparente seca máximas e suas respectivas umidades ótimas, obtendo-se um grau de compactação médio de 101%, gerando um resultado satisfatório para a energia pretendida em projeto.

DATA	AMOSTRA				UMIDADE %		M.E.A. (KN/m ³)		GC (%)	TRECHO / CAMADA
	ESTACA	COTA	D.X.E	PROF. (cm)	ÓTIMA	"IN SITU"	MÁXIMA	"IN SITU"		
18/10/13	-	32,859	D	-	10,5	8,2	17,76	17,75	100	3ª Camada
21/10/13	-	33,109	X	-	10,5	8,0	17,76	17,82	100	4ª Camada
22/10/13	-	33,359	E	-	10,5	8,0	17,76	17,71	100	5ª Camada
22/10/13	-	33,609	D	-	10,5	9,2	17,76	18,03	102	6ª Camada
30/10/13	-	33,859	X	-	10,5	8,4	17,76	17,79	100	7ª Camada
06/11/13	-	34,109	D	-	17,7	16,2	16,90	17,07	101	8ª Camada
08/11/13	-	34,359	X	-	17,7	18,2	16,90	17,03	101	9ª Camada
09/11/13	-	34,609	E	-	17,7	18,8	16,90	17,35	103	10ª Camada
10/11/13	-	34,859	D	-	17,7	19,0	16,90	17,01	101	11ª Camada
14/11/13	-	35,109	E	-	20,7	18,2	15,82	16,18	102	12ª Camada
19/11/13	-	35,359	X	-	20,7	18,6	15,82	16,38	104	13ª Camada
21/11/13	-	35,609	D	-	17,7	16,2	16,90	16,97	100	14ª Camada
25/11/13	-	35,859	X	-	17,7	17,0	16,90	17,12	101	15ª Camada
26/11/13	-	36,109	E	-	17,7	18,2	16,90	17,12	101	16ª Camada
27/11/13	-	36,359	D	-	17,7	18,6	16,90	17,32	102	17ª Camada
05/12/13	-	36,609	E	-	14,0	12,6	17,54	17,97	102	18ª Camada
06/12/13	-	36,859	D	-	14,0	13,4	17,54	17,49	100	19ª Camada
07/12/13	-	37,109	X	-	14,0	14,6	17,54	18,01	103	20ª Camada
10/12/13	-	37,359	E	-	14,0	15,0	17,54	17,51	100	21ª Camada
CONTROLE DE ACEITAÇÃO DO G.C.					OBSERVAÇÃO: ENSAIOS REALIZADOS NA CAMADA DE ATERRO					
Nº DE ENSAIOS	19				3ª faixa.					
MÉDIA	101 %									
DESVIO PADRÃO	1 %									
k	1,04									
X - ks	100 %									
ESPECIFICAÇÃO DNIT-ES 108/09:	GC ≥ 100% (CORPO DO ATERRO)									
	GC ≥ 100% (CAMADAS FINAIS - 0,60m)									
Especificação DNIT-ES 139/10 E 141/10:	GC ≥ 100% (SUB-BASE E BASE)									

 ENGENHEIRO RESPONSÁVEL: 

_____/_____/_____

Figura 37 – Amostra de Relatório do Controle Tecnológico de Solo – Resultados de ensaios para umidade ótima e “*in situ*” e massa específica seca e massa específica seca máxima (LCL, 2013).

4. METODOLOGIA

4.1 REVISÃO DA LITERATURA PARA TIPOS DE CONTENÇÕES DE ENCOSTAS

Para atingir os objetivos propostos, foi realizada uma revisão bibliográfica, com o objetivo de identificar os diversos tipos de soluções de contenção de encostas existentes e mais executadas hoje no mercado. A realização da revisão bibliográfica proporcionou apresentar as diversas definições expressas neste trabalho, além das técnicas utilizadas para estabilização e contenção de taludes, suas metodologias de execução e verificação das soluções que mais se adequariam ao estudo proposto. Essa etapa também foi importante para a compreensão dos fatores condicionantes de uma movimentação de terra de uma encosta e de instabilidade de taludes, para com isso obter uma base sólida e um arcabouço suficiente para atingir um entendimento satisfatório sobre o problema.

4.2 TÉCNICAS APLICÁVEIS AO ESTUDO DE CASO

O estudo permitiu avaliar diversas técnicas de contenção de encostas com o objetivo de identificar as melhores soluções para estabilizar o talude, considerando o espaço restrito.

A Figura 38 a seguir apresenta as vantagens e desvantagens de cada técnica.

TIPOS DE CONTENÇÕES	VANTAGENS	DESVANTAGENS
CORTINA ATIRANTADA	<ul style="list-style-type: none"> - Possui boa durabilidade e boa estabilidade em taludes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Os tirantes são protendidos o que torna necessário mais espaço para sua execução. - Com o talude instável, a ancoragem de cimento pode acarretar mais instabilidades. - As paredes de concreto armado traria mais peso ao talude. - O custo de sua aplicação é mais elevado se comparado ao solo-grampeado, por exemplo. - Necessário mão-de-obra especializada para execução.
SOLO-GRAMPEADO	<ul style="list-style-type: none"> - Possui boa resistência aos esforços do talude por possuir grampos chumbados. - Tem boa durabilidade mesmo com pouca manutenção. - Possui boa drenagem do talude com DHP's e drenos rasos. - Mesmo em locais confinados é possível executar de forma manual sem grandes equipamentos. - Seu custo se apresenta melhor se comparado a cortina atirantada, por exemplo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Pode se tornar uma execução demorada se não realizar as etapas sequenciadamente - Necessário mão-de-obra especializada para execução.
SOLO-CIMENTO	<ul style="list-style-type: none"> - De fácil execução e relativamente rápido. - Não necessita de mão-de-obra especializada - Custo relativamente baixo a depender da concentração de cimento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Seu custo não se apresenta tão vantajoso para aplicação ao pé desse talude por não possuir resistência a tração - Necessário inserção de armaduras de aço - Grandes dimensões da técnica no local.
MURO DE ALVENARIA ARGAMASSADA	<ul style="list-style-type: none"> - De fácil execução e relativamente rápido. - Não necessita de mão-de-obra especializada. - Boa resistência aos esforços do terreno devido ao seu peso próprio, se executado em grandes dimensões. 	<ul style="list-style-type: none"> - Possui pouca resistência a tração, sendo necessárias armaduras para combatê-la - Não permite deformação em sua estrutura por não resistir a tração, além de ser necessário executar grandes dimensões aumentando seu custo - Possui baixa capacidade drenante mesmo inserindo drenos, se comparado ao gabião, por exemplo. - Risco alto de acidente durante a execução.
GABIÃO CAIXA	<ul style="list-style-type: none"> - Facilidade de montagem do gabião e arrumação das pedras. - Permite deformações resistindo bem á tração e aos esforços do talude, mantendo-o estável. - Possui alta capacidade de permeabilidade. - Podem ficar expostos a intempéries sem danos a sua estrutura. - Não necessita de manutenção periódica. - Possui diversos formatos para diversas aplicações, inclusive em áreas próximo a rios formando uma estrutura monolítica estável. - Seu custo se torna viável se usado para conter o empuxo ao sopé do talude. 	<ul style="list-style-type: none"> - Seu custo é elevado por ser um material importado.

TIPOS DE CONTENÇÕES	VANTAGENS	DESVANTAGENS
HIDROSSEMEADURA + GEOTEXTIL	<ul style="list-style-type: none"> - De fácil aplicação, principalmente se for projetado. - Custo baixo e rapidez na sua execução. - Não necessita de manutenção periódica. 	<ul style="list-style-type: none"> - O geotêxtil melhora sua resistência superficial do talude, mas não é indicado em locais onde há presença de movimentações de terra significativa.
HIDROSSEMEADURA	<ul style="list-style-type: none"> - De fácil aplicação, principalmente se for projetado. - Custo baixo e rápido na sua aplicação. - São vegetações resistentes a longos períodos sem chuva, protegendo a face do talude. - Não necessita de manutenção periódica. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não é recomendado em locais onde há presença de movimentações de terra. A proteção é somente superficial.
TERRA ARMADA	<ul style="list-style-type: none"> - Possui boa estabilidade e durabilidade de contenção. - Normalmente usadas em obras rodoviárias. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não se aplica ao problema por ser necessário espaço para sua execução, equipamentos como rolo compressor, e por não haver uma forma de prender as tiras do paramento externo.
“CRIB WALL”	<ul style="list-style-type: none"> - Considerada de baixo custo e normalmente executadas em obras rodoviárias. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não se aplica a situação devido à contenção ficar próximo a um rio, havendo risco de erosão e instabilidade da estrutura. - Sua execução teria que ser finalizada através de equipamentos que teriam que ter acesso ao terreno já aterrado.
ESTACA PRANCHA	<ul style="list-style-type: none"> - Considerada de rápida execução e boa eficiência em locais molhados. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não se aplica a situação por causa de grandes equipamentos para sua execução, e por não haver espaço acima do aterro compactado para sua movimentação, devido ao empreendimento já erguido.
ESTACA SECANTE	<ul style="list-style-type: none"> - De execução rápida, em locais de fácil acesso e muito eficaz criando uma barreira impermeável. - Possui boa produtividade. - Dispensa o uso da lama bentonítica evitando contaminação ao rio. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não se aplica nesse caso por ser cravada em solo e não em contenção de talude. Ainda assim não havia espaço para movimentação de máquinas acima do aterro compactado onde o empreendimento já estava erguido.
PAREDES DIAFRAGMA	<ul style="list-style-type: none"> - Possui boa eficiência na estabilidade. - Alta produtividade. - Tem baixo custo em locais de fácil acesso 	<ul style="list-style-type: none"> - Não se aplica nesse caso por ter sua profundidade limitada. - Não havia espaço para movimentação de máquinas acima do aterro compactado onde o empreendimento já estava erguido. - Existe risco da lama bentonítica contaminar o lençol freático do local.

Figura 38 – Tabela de vantagens, desvantagens e limitações relacionadas às técnicas de contenção selecionadas para estabilidade do talude (FONTE PRÓPRIA).

Em relação às condições apresentadas para execução da contenção do talude foram selecionadas, de acordo com os estudos apresentados, as seguintes técnicas exequíveis: cortina atirantada, hidrossemeadura, hidrossemeadura com aplicação de geotêxtil, gabião, solo-cimento, muro de gravidade (pedra argamassada) e solo grampeado.

Existem outros tipos de contenção de encostas, mas que não foram levados em consideração, por serem impraticáveis nesse caso, onde há restrição de espaço para sua execução.

Na Figura 39 é apresentado um estudo comparativo entre as técnicas selecionadas.

RESULTADOS OBTIDOS PARA ALGUMAS TÉCNICAS DE CONTENÇÃO DE TALUDES SELECIONADAS							
Seleção de algumas técnicas de contenção na área restrita de espaço, objeto do estudo de caso, levando-se em consideração o melhor custo x benefício para a técnica mais adequada.							
TIPO DE CONTENÇÃO	RISCO DE ACIDENTE NA EXECUÇÃO	RISCO DE RE-TRABALHO	TÉCNICA + DURADOURA	TEMPO MÉDIO DE EXECUÇÃO (dias)	CUSTO X BENEFÍCIO	CUSTO POR m ² ou m ³	CUSTO TOTAL
CORTINA ATIRANTADA (m ²)	MÉDIO	MÉDIO	3°	120	BOM	R\$ 280,00	R\$ 644.000,00
HIDROSSEMEADURA (m ²)	BAIXO	ALTO	5°	15	RUIM	R\$ 12,00	R\$ 27.600,00
HIDROSS + GEOTÊXTIL (m ²)	MÉDIO	MÉDIO	4°	45	RUIM	R\$ 65,00	R\$ 149.500,00
GABIÃO CAIXA (m ³)	MÉDIO	MÉDIO	2°	60	BOM	R\$ 216,67	R\$ 130.000,00
SOLO-CIMENTO (m ³)	MÉDIO	MÉDIO	3°	90	MÉDIO	R\$ 166,00	R\$ 237.000,00
MURO DE GRAVIDADE (m ³)	ALTO	ALTO	4°	120	MÉDIO	R\$ 175,00	R\$ 210.000,00
SOLO-GRAMPEADO (m ²)	MÉDIO	MÉDIO	1°	90	BOM	R\$ 195,65	R\$ 300.000,00

Figura 39 – Seleção de contenções aplicáveis ao estudo de caso e seus custos de aplicação (FONTE PRÓPRIA).

Os levantamentos de custos apresentados na Figura 39 foram obtidos através de orçamentos de fornecedores especializados nos serviços de cada técnica apontada.

Para cada técnica havia um dimensionamento proposto pelo projetista, onde os fornecedores apresentaram suas propostas por unidade de execução (m², m³, etc), considerando a visita ao local da obra, analisando suas dificuldades de acesso, suas estratégias de execução, alojamento e locomoção de funcionários e suas despesas indiretas.

Não foram levados em consideração os serviços preliminares de investigações geotécnicas e topográficas porque esses já tinham sido realizados pelo contratante da obra. Cada fornecedor apresentou um tempo estimado para conclusão da técnica e contemplou também seu lucro, ART (Anotação de Responsabilidade Técnica) de execução, bem como atestado técnico de experiência na área de atuação.

Todas essas premissas, supracitadas, foram importantes para se comparar o melhor custo-benefício para o empreendimento, visando a segurança e eficiência da contenção.

4.3 CRITÉRIOS UTILIZADOS NA SELEÇÃO DAS TÉCNICAS APLICÁVEIS AO ESTUDO DE CASO

Após a análise criteriosa de cada técnica, para escolha das soluções mais adequadas levou-se em consideração os seguintes critérios:

- Custo de implantação entre técnicas elaboradas de forma mais complexas em relação às exequíveis de forma mais simples;
- Prazo de execução diante da instabilidade do talude e da preocupação de ocorrência de novos deslizamentos e erosões;
- Possibilidade de a execução ser realizada de forma manual, já que existia dificuldade de entrada de máquinas e ferramentas específicas para confecção da contenção.
- A segurança dos operários durante a execução da técnica, principalmente nas atividades em altura ou na base do talude.
- Eficiência e eficácia da técnica para que mantenha o talude estável, evitando manutenções constantes.
- Ausência de utilização de produtos agressivos ao meio ambiente na execução, por haver um rio próximo ao talude, evitando assim, qualquer tipo de contaminação.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 ESCOLHA DAS TÉCNICAS DE CONTENÇÃO

Tendo como base os critérios apresentados no item 4.3, foram selecionadas as seguintes técnicas de contenção: o gabião tipo caixa, o solo grampeado e a hidrossemeadura, como uma forma conjunta para contenção do maciço.

A solução de gabião apresentou-se mais adequada por ser um muro de gravidade de grande resistência à tração, capacidade drenante e pela facilidade e agilidade de construção, conforme descrito na Figura 38. Apesar de ele ser um produto caro para aquisição, seus benefícios superam seu custo quando se levam em consideração todos os seus benefícios.

O solo grampeado foi selecionado por ter menor custo em relação a outras técnicas similares, como se verifica na Figura 38, sendo possível executar de forma manual em um local onde não se permitia a entrada de máquinas específicas, devido ao confinamento gerado pelo aterro. Além disso, a eficiente resistência da contenção aos esforços do talude, mesmo com chumbadores dimensionados com o mesmo comprimento, tornou essa técnica bastante viável.

A hidrossemeadura foi escolhida por ser uma técnica de fácil execução e de baixo custo, sendo aplicada em uma área do talude onde não havia indícios de instabilidade, conseqüentemente, não havendo motivos para o emprego de técnicas mais robustas e dispendiosas. Sendo assim ela foi bastante eficaz na proteção superficial do talude, principalmente contra intempéries.

5.2 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento foi baseado em metodologias de equilíbrio limite, em que fatores de segurança foram obtidos a partir de superfícies de ruptura preestabelecidas. Devido a isso, o dimensionamento da estrutura reforçada dependeu da gravidade dos parâmetros de resistência do solo e suas características, resistência ao cisalhamento, peso específico, ângulo de atrito interno do solo, etc.

Para elaboração dos projetos de contenção também foram levados em consideração os dados de comprimento do talude, da sua altura, ângulo de inclinação da situação, nível do lençol freático, determinação de fator de segurança mínimo, determinação de fator de segurança de projeto, espaçamento vertical e horizontal, entre outros.

Como os projetos do solo grampeado e do gabião foram elaborados por um programa de computador, o qual selecionou para análise, uma seção típica considerada como crítica com referência a estabilidade. Para a análise de estabilidade do talude utilizou-se o método de Bishop Simplificado, supondo a hipótese de ruptura do tipo circular, a qual é característica de massas aproximadamente homogêneas, como no caso do estudo, através do programa computacional Slope W. Neste método, similar ao método comentado no item 2.1.5, o programa realiza até 10 interações para sua convergência, estuda cerca de 200 superfícies, cada uma delas subdividida em 25 fatias, com o objetivo de minimizar os erros para determinação de um fator de segurança para o talude.

O programa ainda realizou mais duas análises, considerando uma sobrecarga de 35 Kpa acima da camada de aterro realizada. Em ambas as análises foram simuladas a condição crítica de redução dos efeitos de sucção do solo utilizando os parâmetros de resistência inundados obtidos de correlações com os resultados de SPT apresentado na Figura 35. Na primeira análise verificou-se a condição de estabilidade e na segunda a aplicação da proposta de solução, tendo como resultado a aplicação de chumbadores e seus comprimentos de ancoragem.

Foi obtido um ângulo de atrito interno do solo de 28° e coesão de 10 Kpa como parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo e utilizados para determinação do FSmin, considerando a situação do talude instável. O FSmin obtido foi de 0,81, fator mínimo muito abaixo do exigido por esta análise que é de 1,50. Isto explica o porquê da ocorrência de escorregamentos existentes. A solução proposta pelo programa foi à utilização de um FS de 1,68, o qual está bem acima do valor mínimo necessário para estabilidade do talude.

Foram obtidos os resultados para 5 linhas de grampos, ao longo dos 115 metros de extensão do talude, equidistantes 2,0 metros um do outro, tanto na vertical como na horizontal, como mostra a Figura 40.

A Figura 41 apresenta o detalhe tipo, de espaçamento dos grampos, ficando determinado seu comprimento de 2,0 metros cada um, com diâmetro de 16 milímetros, pintadas com epóxi anti-corrosivo, não havendo necessidade de comprimentos variados por alcançar a sua ancoragem à zona passiva de movimentação do maciço, situando-se além da superfície de deslizamento (zona franca), como apresentado no item 2.1.1. A tensão máxima ($T_{\text{máx}}$) de suporte dos grampos foi determinada em um valor médio aproximado de 41 Kn/m, para combater uma tensão de arrancamento, em função da profundidade, dimensionada em 24,5 Kn/m, considerando a espessura de furo de 75 mm de diâmetro e calda de cimento.

Para proteção superficial do talude foi considerada a instalação de tela telcon ou similar de aço CA-50 de malha quadriculada com espaçamentos de 15 centímetros e diâmetro de 5 milímetros quadrados, sendo fixadas aos grampos na extremidade do aço que foi dobrado em forma de gancho. O concreto projetado foi o de 25 Mpa de resistência, para ser aplicado na superfície armada, formando a proteção externa do talude contra processos erosivos, impermeabilizando-o.

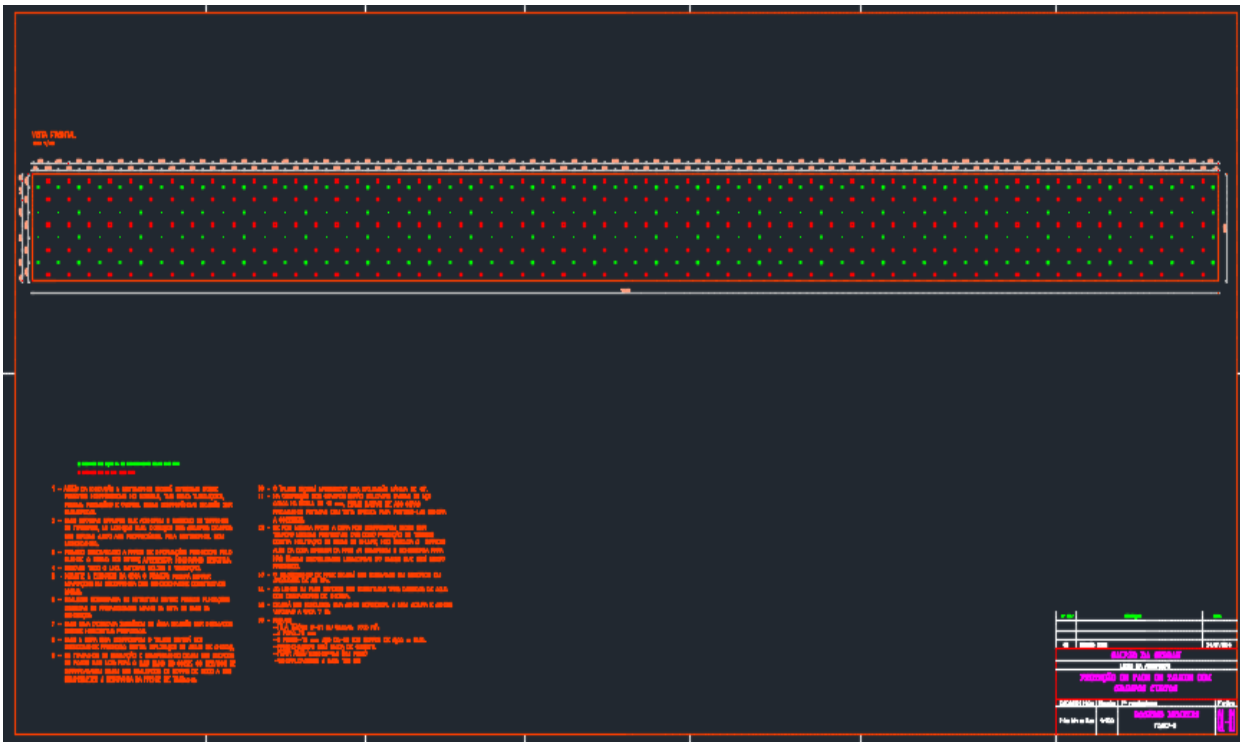


Figura 40 – Projeto do Solo Grampeado - Vista frontal sem projeção da inclinação (MARA J, 2012).

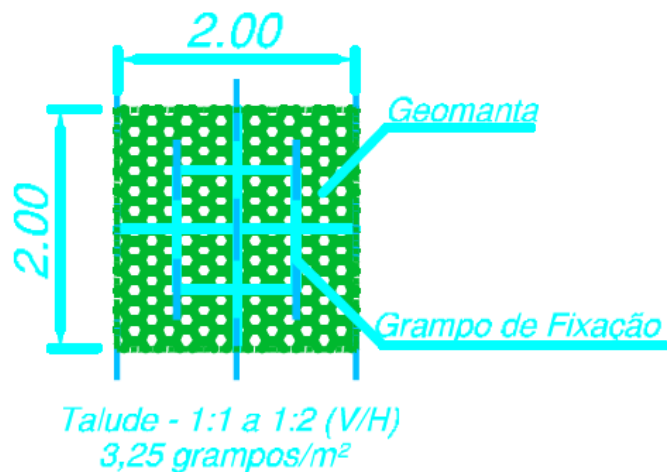


Figura 41 – Detalhe do espaçamento dos grampos no talude – Vista frontal do projeto.

Drenos rasos foram dimensionados em 40 milímetros de diâmetro a serem instalados ao redor dos grampos, e intercalados com os DHP's (Drenos Sub-horizontais Profundos) que foram situados na linha mais baixa do grampeamento.

O gabião foi dimensionado através do programa GE05 onde foram utilizados os mesmos parâmetros das investigações geotécnicas realizadas na situação de instabilidade do talude. Analisando a situação da base do talude instável e aplicando os parâmetros obtidos no item 4.2, foi verificado a estabilidade, pelo fator de segurança, contra tombamento ($FS \geq 1,5$) e deslizamento ($FS \geq 2,0$), verificação dos empuxos ativos e passivos gerando informações de dimensionamento para gabião caixa de 1,5 x 2,0 (base x altura), formando um muro de gravidade à base do talude, com extensão total de 115 metros. Essas dimensões calculadas levaram em consideração a tensão admissível do lastro de pedra aplicado para a base do gabião, sem que houvesse risco de recalque pelo peso próprio do gabião. O modelo proposto pelo programa gerou a planta gráfica mostrada em perfil na Figura 42, onde verifica-se a junção entre o gabião e a projeção do solo grampeado.

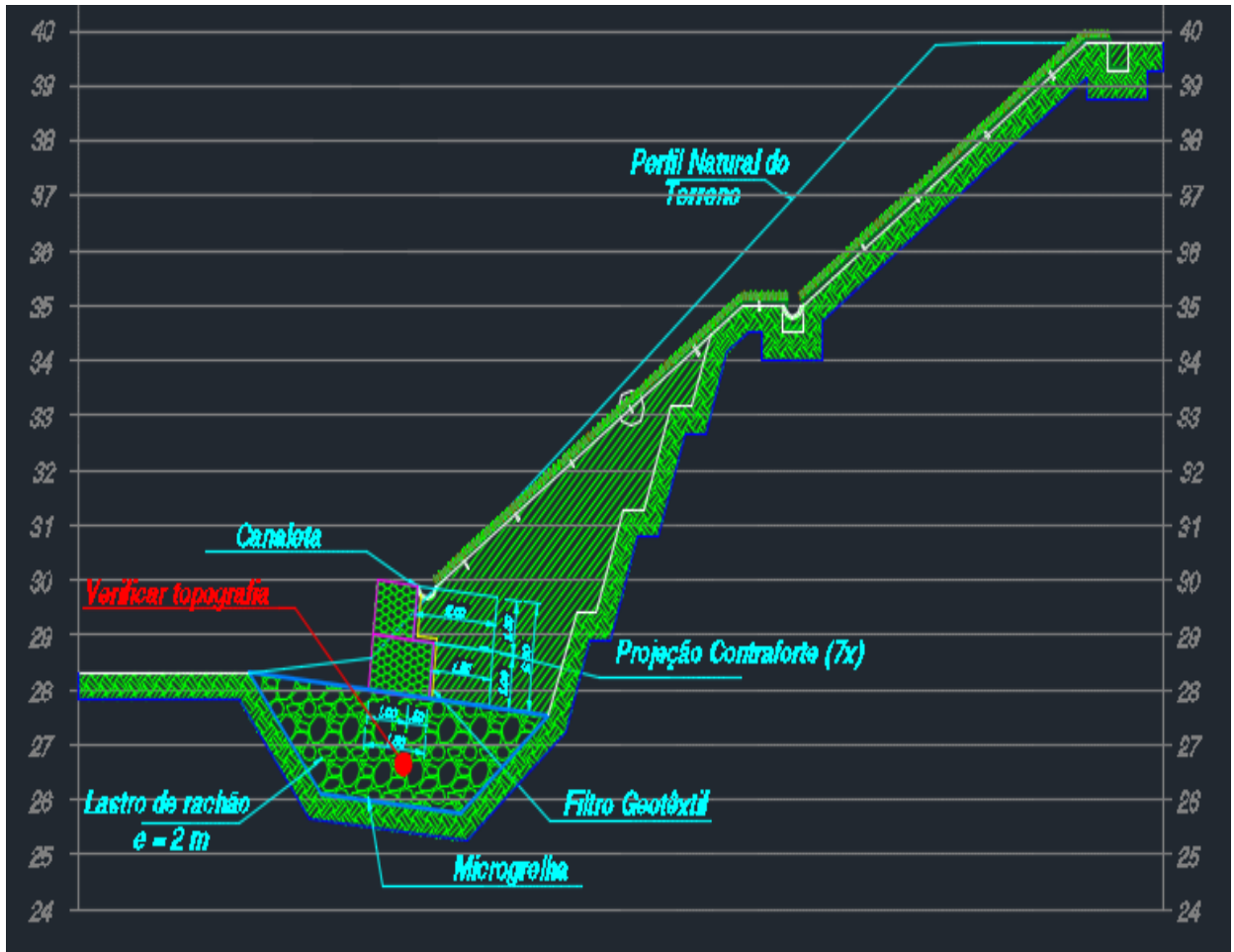


Figura 42 – Perfil do projeto executivo do gabião – Vista da projeção do talude a ser corrigido para o solo-grampeado (MARAJ, 2012).

Atrás do muro de gabião foram dimensionadas peças do mesmo material em contrafortes com o objetivo de auxiliar no combate dos esforços do talude, sendo instalados sete conjuntos, estes a cada 20 metros distantes um do outro, como demonstra o detalhe na Figura 43.

Na Figura 44 é apresentado o resumo de quantitativos de materiais da contenção em gabião, levantados a partir do projeto executivo e do perfil mostrado na Figura 42.

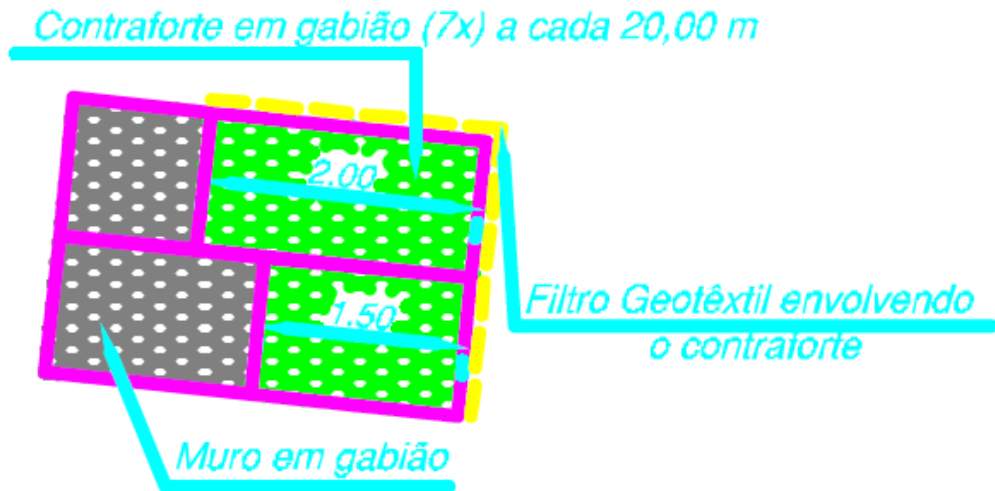


Figura 43 – Detalhe dos contrafortes atrás do muro em gabião.

<i>Descrição do Material</i>	<i>Quant.</i>	<i>Un.</i>
<i>Gabião Caixa h= 1.00 m (PVC)</i>	<i>312,5</i>	<i>m³</i>
<i>Pedra rachão para enchimento dos gabiões (considerando 15% de perda)</i>	<i>390,00</i>	<i>m³</i>
<i>Pedra rachão para preparação da base</i>	<i>1875,00</i>	<i>m³</i>
<i>Geotêxtil</i>	<i>460,00</i>	<i>m²</i>
<i>Microgrelha</i>	<i>2030,00</i>	<i>m²</i>
<i>Geomanta</i>	<i>3000,00</i>	<i>m²</i>

Figura 44 – Tabela de quantitativo de materiais dimensionados para contenção em gabião.

5.3 EXECUÇÃO

Com as licenças e projetos aprovados, a obra foi iniciada em junho de 2013 e estava prevista para finalizar em junho de 2014, ou seja, 12 meses de execução para entrega ao cliente. Para demonstrar como ficaria o empreendimento depois de finalizado, a Figura 45 representa a planta baixa do projeto arquitetônico. Já na Figura 46, há a planta baixa do projeto executivo, tendo como referência a rodovia BA-526. Sobreposta a essa planta estão locadas as curvas de nível que representavam o terreno acidentado.

Assim, com o início da obra um dos primeiros serviços foi a limpeza do terreno com a retirada de vegetação e matéria orgânica do local. Em seguida, foi realizada a movimentação de máquinas para cortar cerca de 6.000 m³, e aterrar um volume em torno de 106.000 m³, com material de empréstimo, para o aterro compactado com o objetivo de nivelar o terreno com a rodovia BA-526. Nesse início, foi executada somente a movimentação no corte do terreno, porque existia um local mais crítico que necessitava de uma atenção especial para reforço no solo desse terreno, sendo necessário aplicar material sólido para aumentar sua resistência. Só depois dessa atividade foi possível prosseguir com o aterro em todo o terreno.

A situação mais crítica do aterro se deu na margem do rio. Esse rio tinha uma largura inicial de escoamento em torno de 2,0 metros, mas devido a constante chuva no local e conseqüentemente, ao aumento do seu volume, ele foi se espalhando de forma desordenada e sem direção. Por conta disso a água percolava pelo terreno deixando-o bastante encharcado, chegando a atingir a distância aproximada de 10 metros avançando em direção ao terreno, a contar da margem do rio. Essa situação se apresentava de uma extremidade a outra do terreno.

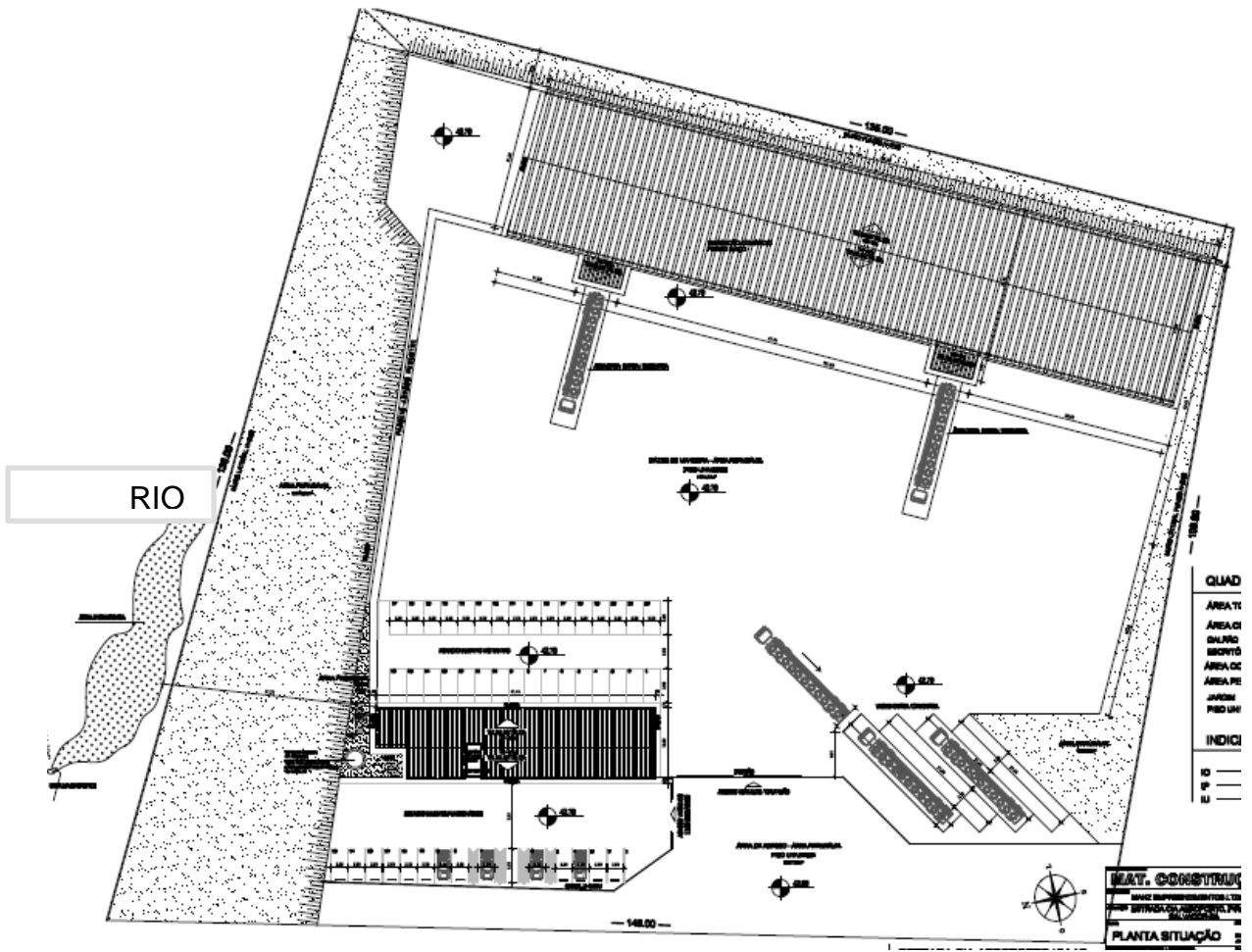


Figura 45 – Planta baixa do projeto arquitetônico do empreendimento (MARAJ, 2012).



Figura 46 – Planta baixa do projeto executivo do empreendimento (MARAJ, 2012).

Com a contratação e orientação de um especialista geotécnico, foi elaborado um plano de execução de reforço no trecho do terreno alagado, de forma empírica, pois não havia dados ou parâmetros geológicos suficientes, nem investigações mais detalhadas para a concepção de um projeto específico para reforçá-lo. A intenção era aplicar pedra marroada nesse trecho alagado do terreno para ganhar resistência suficiente e assim permitir a aplicação do aterro controlado, nivelando o terreno com segurança. A atividade foi iniciada contando primeiramente com o auxílio de uma escavadeira hidráulica de esteira de longo alcance de concha onde foi retirada a camada superficial de solo alagado junto com a matéria orgânica existente, expurgando-o do local.

O passo seguinte foi adquirir e lançar cerca de 1.500 m³ de pedra marroada no trecho alagado. À medida que as pedras eram lançadas a escavadeira hidráulica as empurrava para baixo com a concha, adentrando no solo, até que chegasse um momento em que o terreno ficasse firme. Essa etapa da atividade foi observada e acompanhada pelo geotécnico e pelos engenheiros construtores, tendo uma duração de cerca de 60 dias, entre períodos de sol e chuva. No período de chuva o serviço foi paralisado algumas vezes, mas também foi importante a manutenção da atividade porque se criou acomodações da pedra marroada no terreno alagado, mantendo ainda mais a sua arrumação e, conseqüentemente, uma boa estabilidade.

Após o terreno se apresentar firme, as máquinas puderam andar por cima compactando ainda mais a camada de pedra marroada, formando-se ali um lastro consistente na margem do rio, como demonstram as Figuras 47 e 48. A partir desse momento iniciou-se a movimentação de terra, agora com mais agilidade. O material do corte já tinha sido utilizado no trecho do terreno firme, sendo necessária utilização de material de empréstimo. Para melhorar a segurança da terraplanagem e evitar problemas de recalques futuros, foram aplicadas duas camadas de manta geotêxtil tipo “rat”, intercaladas a cada 1,0 metro de profundidade uma da outra, e em seguida inserindo material para compactar o terreno, como mostram as Figuras 49 e 50, possibilitando a continuação do controle tecnológico de solos.



Figura 47 – Lançamento de pedra marroada – Reforço do terreno no trecho alagado, à margem do rio.



Figura 48 - Lançamento e compactação de lastro de pedra marroada – Continuação do reforço do terreno no trecho alagado, à margem do rio.



Figura 49 – Aplicação da primeira camada de manta geotêxtil - Intercalando com o aterro compactado.



Figura 50 – Aplicação da segunda camada de manta geotêxtil - Intercalando com o aterro compactado.

Os construtores executaram o aterro deixando 2,0 metros de largura para o rio para que ele pudesse escoar livremente. Como observa-se na Figura 51, no trecho inicial do talude foi construída uma berma, um patamar horizontal entre taludes íngremes, permitindo mudanças na sua inclinação, favorecendo a segurança.

Devido à vontade dos investidores em ganhar mais espaço para o galpão, não foi construído berma no trecho do meio para o final do talude. Com o avanço do aterro, sendo erguido bem próximo ao rio, como mostra a Figura 52, ele ficou com uma inclinação maior que 60° , tornando-se muito íngreme, favorecendo uma possível instabilidade, podendo ocasionar deslizamento de terra, conforme explanado no item 2.1.2 e 2.1.3 desse estudo. De acordo com o item 2.1.5, descrito anteriormente, em relação aos fatores determinísticos de estabilidade de taludes contra deslizamento, por exemplo, devem ser consideradas um FS_{min} acima de 1,5.

O aterro foi realizado seguindo a orientação dos profissionais do controle tecnológico de solos, mantendo boa compactação conforme previsto em projeto. Contudo, bem próximo à crista do talude, o rolo compactador não chegava na beira da crista do talude devido a risco de acidente. Assim que o aterro compactado terminou, como mostra a Figura 53, foi aplicada vegetação de capim do tipo vetiver nos taludes limites do terreno, com o objetivo de manter sua face protegida de erosões e intempéries. Esse tipo de vegetação oferece vantagens na proteção superficial de um talude conforme descrito no item 2.1.4.

De forma provisória foram instalados tubos de pvc para dar escoamento nas calhas de drenagem do empreendimento, na parte plana aterrada, descendo pelo talude e desaguardo no rio.



Figura 51 – Execução do aterro compactado - A esquerda observa-se uma parte do aterro mais avançado.



Figura 52 – Evolução do aterro compactado - Verifica-se o talude muito próximo ao rio.



Figura 53 – Talude construído a partir do aterro compactado - Situação antes da instabilidade.

O projeto executivo contemplava para esse talude uma pequena barreira de contenção de enscadeira, no pé dele, do trecho inicial até o final do limite do terreno, com altura de 1,0 metro para tentar protegê-lo, mas não foi o suficiente. Com a ação da chuva e com o aumento do nível do rio ocorreram movimentações de terra dos tipos escorregamento e espalhamento, em cerca de 70% de todo o talude e ao longo da sua base, como mostram as Figuras 54 e 55.

A velocidade de escoamento do rio também contribuiu para o rompimento da pequena barreira de ensecadeira instalada, saturando ainda mais a face inferior do talude.



Figura 54 – Talude instável apresentando escorregamentos.



Figura 55 – Talude instável apresentando mais movimentação de terra.

Para piorar a situação, ocorreu outra movimentação de terra, essa do tipo desprendimento, que rompeu o talude da crista até a sua altura mediana que pode ser observado na Figura 56 e na Figura 57. A suspeita desse desprendimento foi o excesso de água no canteiro, adjacente ao galpão, que estava sem elemento drenante, como demonstrado na Figura 58. Os tipos de movimentações de terra foram apresentados no item 2.1 desse estudo, conforme demonstrado na Figura 2 para melhor observação.



Figura 56 – Erosão em outra área do talude, característico de desprendimento. Figura 57 – Erosão no talude – Vista de cima.

Por conta das situações citadas, foi necessário contratar novamente o mesmo especialista geotécnico para avaliar a situação e buscar soluções para o problema, uma vez em que ele acompanhou todo o processo de reforço do terreno antes do aterro e pelo motivo de já conhecer toda a área e as influências externas do local. A partir desse momento foram necessárias novas avaliações geotécnicas, como exemplo das sondagens, (SPT), realizadas próximo à crista do talude, conforme apresentado anteriormente na Figura 32, bem como a necessidade de elaboração de projetos específicos de contenção, complementares ao projeto executivo do galpão.

A grande questão nesse momento da obra era avaliar tecnicamente a escolha dos tipos de contenção que mais se adequavam ao problema, considerando um aterro íngreme e instável, levando em consideração o pouco espaço para movimentação de execução e a segurança do empreendimento que estava em andamento.

Depois dos estudos realizados, foi constatado o que já se suspeitava, que havia infiltração com percolação de água oriunda da área do canteiro permeável do galpão, como mostra a Figura 58, acarretando o desprendimento do talude supracitado das Figuras 56 e 57. Para evitar problemas futuros com a drenagem do empreendimento, foi contratado um

engenheiro especialista em hidrologia para elaborar um projeto complementar, de drenagem, mais eficiente que o original, compatibilizando com o projeto executivo do empreendimento e com os projetos de contenção, detalhando todas as contribuições de água possíveis da obra.

No projeto de drenagem foi corrigida a causa da infiltração com drenos sub-superficiais instalados ao longo do canteiro e em todo o perímetro do empreendimento, por precaução, conforme demonstra a Figura 59. Com o uso de produtos específicos de fornecedores especializados, foi escoada toda essa água de chuva do canteiro para as canaletas de drenagem construídas. Também foi considerada a construção de três escadas drenantes, locadas ao longo da inclinação do talude, dimensionadas para escoar toda a água do pátio do galpão, das canaletas e dos telhados, apresentadas nas Figuras 60 e 61.



Figura 58 – Canteiro do galpão alagado - Causa da erosão das Figuras 56 e 57.



Figura 59 – Instalação de drenos sub-superficiais na área do canteiro do galpão.



Figura 60 – Construção de uma das escadas drenantes do talude.



Figura 61 – Construção de outra escada drenante no talude.

Para execução do gabião e do solo-grampeado, foi necessário elaborar um plano de ação, analisando as frentes de serviço possíveis, executando as atividades em paralelo como a mão-de-obra dentro do canteiro, a possibilidade de movimentação de algumas máquinas menores que iriam trazer as pedras rachão para o gabião, bem como a retirada de terra que escorregava para dentro do rio obstruindo seu escoamento. Os construtores puderam contar com a colaboração dos vizinhos dos terrenos, fazendo uma parceria para armazenamento de materiais, movimentação de máquinas e acesso com outras frentes de serviços.

O geotécnico precisou acompanhar toda a realização da movimentação de terra porque a partir da experiência com a situação, aliada à observação do comportamento do talude, ele avaliava a possibilidade de prosseguir com a execução ou optar pela paralização da retirada de terra, como mostram a Figura 62 e Figura 63. Na estação mais quente do ano, onde o nível do rio se mantinha baixo, sem a previsão de chuvas, foi dado início a esta atividade retirando terra da base do talude escorregado, criando uma largura livre e limpa de 4,50 metros. Essa largura foi definida em projeto para realizar a aplicação do lastro de pedra para a base do gabião e para escoamento ordenado do rio, sendo, respectivamente, 2,50 metros e 2,0 metros, apresentado na Figura 64.



Figura 62 – Corte de terra no pé do talude.



Figura 63 – Corte e retirada de terra no pé do talude.



Figura 64 – Retirada de terra ao pé do talude - Largura do rio com 2,0 metros e ao lado largura do lastro da base do gabião 2,50 metros.

A próxima tarefa foi a movimentação de pedra, da frente do galpão para transportá-las até a base do talude para execução do lastro que serviu de suporte para o gabião, como demonstrado na Figura 65 e na Figura 66. Esse mesmo tipo de pedra foi utilizado também para preenchimento, manual, dos gabiões. Para facilitar a movimentação e acelerar a atividade foi construído um caminho de serviço, como mostra a Figura 67, no trecho inicial do talude, dando acesso até a sua base. Dessa forma foi possível trabalhar com dois acessos, com outra frente de serviço, melhorando a movimentação de máquinas e de pessoal. Esse caminho se manteve permanente para realizar manutenção no gabião e no solo-grampeado, futuramente se necessário.



Figura 65 – Execução do lastro de pedra da base do gabião - Largura de 2,50 metros de lastro de pedra para suportar o gabião.



Figura 66 – Espalhamento do lastro de pedra da base do gabião - Largura de 2,50 metros de pedra à margem do rio.



Figura 67 – Criação de acesso entre o talude e a BA-526, dentro do terreno – Acesso para ampliação das frentes de trabalho.

À medida que parte do lastro ficava pronto, iniciava-se a instalação do gabião caixa, como se observa na Figura 68 e na Figura 69. Paralelamente ao gabião foi necessário iniciar outra frente de trabalho, agora executando o solo grampeado. Havia o risco de chover e causar erosão ao talude, contaminando o lastro de pedra e o gabião, então, para evitar isso, o solo grampeado foi executado intercalando a colocação de lonas plásticas para evitar mais danos ao talude.



Figura 68 – Início da execução do gabião caixa, no pé do talude.



Figura 69 – Evolução da construção do gabião caixa.

Foram instaladas plataformas em cima do gabião que serviram para a execução manual da abertura dos furos dos chumbadores, sendo realizados por meio de um trado, mostrado na Figura 70. Drenos rasos foram instalados em todo o talude, intercalados com os grampos. Para melhorar a produtividade e seguir com o paralelismo das atividades, foi necessário abrir uma terceira frente de serviço para iniciar a execução das outras escadas drenantes, que também ficaram chumbadas no talude por meio de grampos, conforme se pode observar na Figura 71 e Figura 72.



Figura 70 – Execução de abertura dos furos dos grampos no talude.



Figura 71 – Execução de outra escada drenante – Escada chumbada no talude para escoamento de água pluvial do galpão.



Figura 72 – Conclusão de uma escada drenante.

Todas as execuções das frentes de serviço tinham que manter sua produção sem atrasos para aproveitar ao máximo o tempo quente de sol firme e deixar pronta toda a contenção o mais rápido possível. Quando finalizou a instalação dos drenos rasos, essa equipe foi deslocada para realizar o chumbamento dos grampos de aço com calda de cimento e instalação das telas de aço da face do talude, como demonstra a Figura 73 e Figura 74.



Figura 73 – Instalação dos grampos de aço no talude com suas devidas presilhas.



Figura 74 – Instalação das telas de aço na face do talude - Amarração nos grampos já chumbados.

À medida em que ia finalizando o gabião, foi possível concluir as escadas drenantes, por que elas foram assentadas com sua extremidade em cima da crista do gabião dissipando sua energia de escoamento, permitindo melhor drenagem da água do empreendimento, possibilitando a retirada das instalações (tubos de pvc) provisórias de drenagem, ficando por final a execução do concreto projetado do solo-grampeado do talude como demonstrado nas Figuras 75 e 76.



Figura 75 – Execução do concreto projetado do solo-grampeado no talude.



Figura 76 – Execução do concreto projetado e cura do solo-grampeado no talude.

O concreto projetado foi executado mantendo-se a espessura de 7 centímetros, deixando o cobrimento em 3 centímetros entre a tela e a face do talude. Foram inseridas juntas de dilatação de madeira, verticalmente, a cada 7 metros de distância uma da outra. Na crista do talude também foram instalados grampos e concreto projetado, vedando toda a área do talude. As Figuras 77, 78 e 79 mostram a contenção do solo-grampeado e o gabião, finalizados.

No trecho inicial do talude, onde foi construída a berma, não foram constatadas movimentações de terra. Não houve motivo técnico diante das investigações realizadas que justificassem a execução de uma contenção mais dispendiosa nesse trecho, então foi considerada somente a aplicação da hidrossemeadura, como demonstra a Figura 80. A empresa contratada para executar esse serviço começou fazendo pequenas covas no talude com o uso manual de picaretas. Em seguida, foi aplicado o hidro jateamento de diversos tipos de sementes de capim, numa mistura com papel picado e água, sendo projetado nesse trecho do talude. Com 3 dias após a aplicação ocorreu a germinação e o capim de diversos tipos cresceu protegendo o talude e mantendo-o estável. Uma segunda aplicação foi realizada para preenchimento de pequenas áreas onde a germinação demorou de acontecer.



Figura 77 – Solo-grapeado finalizado.



Figura 78 – Solo-grapeado finalizado – Vista da crista do talude.



Figura 79 – Solo-grapeado e gabião finalizados - Vista da base do talude.

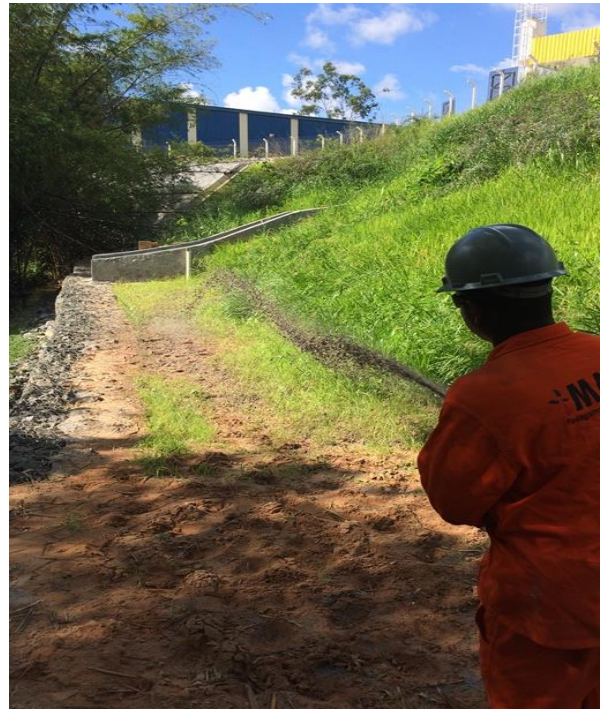


Figura 80 – Segunda aplicação da hidrossemeadura projetada - Aplicação no trecho inicial do talude.

6. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo avaliar as soluções utilizadas para contenção de taludes (encostas) em áreas com restrição de espaço, em relação aos aspectos técnicos, econômicos e de segurança, tendo como estudo de caso a execução de um galpão industrial, localizado na cidade de Salvador.

Apesar da execução das técnicas de contenção ter sido realizada tardiamente, numa situação de falta de espaço para manejo das técnicas de contenção, a estabilidade pretendida ao talude foi atingida.

As investigações geotécnicas aliadas à seleção criteriosa de técnicas de contenção adequadas para o problema foram decisivas para o sucesso da construção.

O gabião caixa e o solo grampado se mostraram bastante eficientes, funcionando como contenção ao talude, resistindo bem a tração e não apresentando trincas no concreto projetado, fazendo dessas técnicas, em conjunto, uma solução assertiva.

A hidrossemeadura, aplicada via jateamento, manteve o trecho inicial do talude estável e sem danos. Essa solução foi considerada ideal do ponto de vista prático e econômico, protegendo a superfície desse trecho do talude.

É importante ressaltar também, que as negligências por parte dos construtores contratados para a execução da obra e a falta de um planejamento mais adequado, contribuíram significativamente para o confinamento do talude e a ocorrência das instabilidades geradas. Esses fatores poderiam ter sido considerados com maior cautela evitando-se assim correções complexas de proteção de talude durante a obra, o qual onerou o custo do empreendimento em torno de 20% em relação ao investimento inicial programado.

Dessa forma, é de extrema importância avaliar as condições do terreno escolhido para instalação do empreendimento, bem como as necessidades de projetos específicos de contenção, antes de se realizar qualquer obra com movimentação de terra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANGELIM R. R., **Desempenho de ensaios pressiométricos em aterros compactados de barragens de terra na estimativa de parâmetros geotécnicos**. 2011. Tese Doutorado (Engenharia Civil – Geotenia). 291 f. Universidade de Brasília. 2012.

Apostila técnica – Franki - Infraestrutura urbana - Dvd Soluções técnicas nº 2, Editora PINI - São Paulo, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 11682** Estabilidade de taludes, Rio de Janeiro, set. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6484** Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Métodos de Ensaio, Rio de Janeiro, mar. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6152** Materiais Metálicos - Ensaio de tração a temperatura ambiente, Rio de Janeiro, mai. 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 7182** Solo - Ensaio de compactação, Rio de Janeiro, ago. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 7480** Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado, Rio de Janeiro, fev. 1996. Segunda edição Set. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 9286** Terra Armada, Rio de Janeiro, mar. 1986.

BARBOSA, M.; Escritório e associados. Salvador, Bahia.

BARBOSA, M. C. R.; LIMA, H. M., *Resistência ao cisalhamento de solos e taludes vegetados com capim vetiver*. 2013. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 37, p. 113-120, 2013. Disponível em: <
http://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/6254/1/ARTIGO_Resist%C3%A2nciaCisalhamentoSolos.pdf>. Acesso em: 17 ago. 2016.

BRITO C. C., **Programação dinâmica aplicada a análise de estabilidade de taludes não saturados**. 2003. 139 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), publicação G.DM - 109/03, Faculdade de tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília/DF 2003.

CAMPOS I. M., **Solo-Cimento Solução para Economia e Sustentabilidade**, Instituto Brasileiro do Desenvolvimento da Arquitetura, IBDA, Forum da Construção, Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=23&Cod=124>>. Acesso em: 10 ago. 2016.

CARDOSO F. F., **Sistemas de contenção**, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil. 2002. 34 f. PCC (Tecnologia da Construção de Edifícios I). São Paulo, SP, 2002.

CARVALHO J. C. et al.; **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 2015. 765 f. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). Editoração eletrônica. Disponível em: <http://www.geoamb.eng.ufba.br/site/sites/default/files/ensino/solos_nao_saturados_no_contexto_geotecnico_2015-bookmarks.pdf> Acesso em 17 ago. 2016. São Paulo, 2015.

Departamento de Infraestrutura de Transportes da Bahia (DERBA); “manual de Conservação Rodoviária” do Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de Minas Gerais (DER-MG) 2011. **Infraestrutura urbana - Dvd Soluções técnicas edição 1 a 31**. Editora PINI-São Paulo, 2013.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER). Norma rodoviária DNER-ME 162/94 Solo- Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER). Norma rodoviária DNER-ME 049/94 Solo- Determinação de Índice de Suporte Califórnia. 1994.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT); Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura do Recife (SISU-RE) 2012. **Infraestrutura urbana - Dvd Soluções técnicas edição 1 a 31**. Editora PINI-São Paulo, 2013.

DYMINSKI, A. S., **Notas de aula – Estabilidade de taludes** – Pontifícia Universidade Federal do Paraná, 28 f. Curitiba. 2007.

EHRlich M.; BECKER L., *Muros e taludes de solo reforçado, projeto e execução, coleção huesker, engenharia com geossintéticos – Oficina de Textos*. Editora digital 2009. Edição digital out. 2012. Disponível em <<https://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=p3eXu0PTPksC&oi=fnd&pg=PT6&dq=EHRlich+BECKER+Muros+e+taludes+de+olo+refor%C3%A7ado+projeto+e+execu%C3%A7%C3%A3o+cole%C3%A7%C3%A3o+huesker+engenharia+com+geossint%C3%A9ticos+Editora+digital+2009+Edi%C3%A7%C3%A3o+digit al+outubro+2012.&ots=xEuQMrAlHa&sig=2OWhjT-jdaDodJpPADzOncQkK0M#v=onepage&q&f=false>> Acesso em 10 ago. 2016.

ETS, Empresa tecnologia do solo e serviços Ltda. Lauro de Freitas, Bahia. Disponível em: <<http://www.etsengenharia.com.br>> Acesso em 25 jan. 2017.

FIAMONCINI C. M., **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada- Estudo de caso**. 2009. 111 f. TCC - TCC (Engenheiro Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, UNESC, Criciúma, Santa Catarina. 2009.

FREITAS M. A. C., **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. 178 f. Dissertação (Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal 2010-2011.

GABIÕES, Disponível em: <<http://gabioes.com.pt/gabioes-malha-hexagonal/modo-de-execucao-gabioes>>. Acesso em 27 out. 2016.

Geossonda Serviços de Engenharia, Instrução do projeto do Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP) 2012 - **Infraestrutura urbana nº 20 - Dvd Soluções técnicas edição 1 a 31**. Editora PINI-São Paulo. 2013.

GERSCIVICH D. M. S., *Resistência ao cisalhamento*. 2010. **Faculdade de Engenharia - Departamento de Estruturas e Fundações da Universidade do Estado do Rio de Janeiro**, Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.geoamb.eng.ufba.br/site/sites/default/files/ensino/resistenciacisalhamento.pdf>>. Acesso em 06 set 2016.

GERSCOVICH D. M. S., *Estabilidade de taludes*. 2012. **Oficina de textos**. 166 f. São Paulo. 2012. Ed. Digital Disponível em: http://ofitexto.arquivos.s3.amazonaws.com/Estabilidade-de-taludes-2ed_DEG.pdf Acesso em: out 2016. 186 f. 2ª ed. São Paulo. 2016.

GERSCOVICH D. M. S., *Estruturas de Contenção Muros de Arrimo*, **Faculdade de Engenharia - Departamento de Estruturas e Fundações da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ**, Rio de Janeiro, Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acesso em: 10 ago 2016.

GONZÁLEZ M. A S., **Noções de orçamento e planejamento de obras**. 2008. 49 f. Unisinos - Ciências exatas e tecnológicas. São Leopoldo. 2008.

Infraestrutura urbana - **Dvd Soluções técnicas**, edição 1 a 31. Editora PINI-São Paulo 2013.

LEITE G. U., **Análise custo-benefício de obras de contenção**. 2011. 82 f. Universidade Federal da Paraíba – Centro de Tecnologia. TCC (Engenharia Civil). João Pessoa, Paraíba. 2011.

MACCAFERRI, **Maccaferri do Brasil Ltda**, Disponível em <http://www.maccaferri.com/br/>. Acesso em 11 ago. 2016.

MACHADO S. L.; MACHADO M. F. C., **Mecânica dos solos II, conceitos introdutórios**. 2013. UFBA – Escola politécnica Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (Setor de Geotecnia). 168 f. Revisada em abr. 2013. Disponível em: <http://www.geoamb.eng.ufba.br/site/sites/default/files/ensino/teoria2.pdf>. Acesso em 17 ago. 2016.

MAPARAGEM A. S., *Projeto de estrutura de contenção sistema de terra armada v muro de flexão*. 42 f. 2012. **Atlantic International University** – Tese Doutorado (Engenharia Civil – Geotenia). Disponível em: <https://aiu.edu/applications/DocumentLibraryManager/upload/1-812012-0224-49006704.pdf> Acesso em 17 ago. 2016.

MARAJ Empreendimentos Ltda. Salvador Bahia.

MASSAD F., **Obras de terra: curso básico de geotécnica**. 2010. 216 f. 2ª ed. – Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

NUNES M. S., **Fundamentos de mecânica dos solos** – Instituto Politécnico – IPUC – Universidade Católica de Minas Gerais. Notas de aula, 15ª edição. 119 f. Belo Horizonte. 2010.

PINI, **Revista Técnica, Tecnologia – Fundações e Contensões**. Ed. 200. Nov. 2013. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/200/novos-maquinarios-permitem-executar-paredes-diafragmas-ate-em-solo-rochoso-301302-1.aspx>> Acesso em 29 out. 2016.

ONODERA L. T., **O uso de gabiões como estrutura de contenção**. 2005. 92 f. TCC (Engenharia Civil com ênfase Ambiental) - Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2005.

ORTIGÃO J. A. R., **Introdução a mecânica dos solos dos estados críticos**. Terratek. LTC Editores. 1993. 3ª Edição, 391 f. 2007.

ORTIGÃO J. A. R.; ZIRLIS A. C.; PALMEIRA E. M., *Experiência com solo grampeado no Brasil*. 1970-1993. **Solos e rochas**. 1993. 14 f. São Paulo. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/dados/1993-solo_e_rochas_experiencia_com_solo_grampeado_no_brasil-1970-1993_1455884759.pdf>. Acesso em 25 ago. 2016.

PINI, **Infraestrutura Urbana – Fundações e Contensões - Infraestrutura urbana**. n° 20 - Dvd Soluções técnicas edição 1 a 31. Editora PINI-São Paulo. 2013.

PINI, **Infraestrutura Urbana – Fundações e Contensões**. 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/3/1-estacas-prancha-tecnologia-pode-ser-usada-para-obras-de-215092-1.aspx>>. Acesso em 07 nov. 2016.

SANGLARD L. N., **Ganhos de qualidade e produtividade através do uso de estaca secante em contenções**. 2014. 93 f. TCC (Engenharia Civil) - POLI/UFRJ. Rio de Janeiro. 2014.

SILVA B. V., **Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos**. 2014. 140 f. Tese (Mestrado em Engenharia Geológica) – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal 2014.

SILVA J. P. M., **Os métodos do equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. 149 f. TCC (Especialização em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal 2011.

STS, Engenharia Ltda. Lauro de Freitas, Bahia. Disponível em: <<http://www.stsengenharia.com.br/>> Acesso em 25 jan. 2017.

TABALIPA N. L.; FIORI A. P., **Influência da vegetação na estabilidade de taludes da bacia do rio ligeiro (pr)**. 2008. Artigo (Departamento de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR / Campus Pato Branco). Disponível em: <https://www.researchgate.net/profile/Ney_Tabalipa/publication/266499456_INFLUENCIA_DA_VEGETACAO_NA_ESTABILIDADE_DE_TALUDES_NA_BACIA_DO_RIO_LIGEIRO_PR/links/544f64ed0cf2bca5ce90efac.pdf>. Acesso em: 16 ago. 2016. Curitiba. PR. 2008.