UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

A INFLUÊNCIA DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS PARA A DETERMINAÇÃO DE SOLUÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

LEONARDO CAMPOS DIAS

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO/2016

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

A INFLUÊNCIA DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS PARA A DETERMINAÇÃO DE SOLUÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

LEONARDO CAMPOS DIAS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

_____

RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (Universidade de Brasília, UnB)
(ORIENTADOR)

_____

ARY FRANCK BAIA CORDEIRO, MSc. (Dinamiza Consultoria e Engenharia)

(EXAMINADOR EXTERNO)

_____

GREGORIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (Universidade de Brasilia, UnB)

(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 9 de DEZEMBRO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

DIAS, LEONARDO CAMPOS

A Influência dos Estudos Geotécnicos Para a Determinação de Soluções de Estruturas de Contenção [Distrito Federal] 2016.

xii, 76 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Taludes	2. Cortinas
3. Estrutura de Contenção	4. Ensaios Geotécnicos
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DIAS, L.C. (2016). A Influência dos Estudos Geotécnica Para a Determinação de Soluções de Estruturas de Contenção. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 76 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Leonardo Campos Dias

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL A Influência dos Estudos Geotécnica Para a Determinação de Soluções de Estruturas de Contenção.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

_____

Leonardo Campos Dias

SCRN 708/709 BL D entrada 24

70741640 - Brasília/DF - Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, que me deu saúde e sabedoria para chegar até aqui.

Aos meus pais Magna Campos e Paulo Sergio, pela vida, pelo amor incondicional e por me proporcionarem a oportunidade de estudar.

Dedico também à minha avó Maria José, a mulher que foi o melhor livro que já li até hoje.

Ao meu irmão Paulo, pelo companheirismo e amizade.

E por fim, à minha amada namorada Nathalia, pelo amor, companheirismo, força e presença constante na minha vida.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência das sondagens geotécnicas na escolha das soluções de contenção e no seu custo final. O trabalho se refere a um estudo de caso em que houve um escorregamento de um talude rodoviário no estado do Paraná.

A obra de reconstrução do talude e da rodovia foi realizada baseada em uma contratação emergencial, onde o projeto foi concebido, inicialmente, sem sondagens (Projeto 1). Para a realização desse projeto foram utilizados apenas os dados topográficos, visitas feitas ao local e a experiência com obras que já haviam sido realizadas em locais próximos.

Posteriormente, de posse dos parâmetros geotécnicos do solo, foi possível realizar um novo projeto (Projeto 2), confronta-lo com a solução inicial (Projeto 1) e observar o impacto da realização de sondagens no custo final da obra. Para tal, foi projetado uma cortina atirantada utilizando o método Brasileiro de Atirantamento. Devido à baixa capacidade de carga superficial do solo local, foi projetada uma fundação em estacas tipo raiz para servir de suporte para a cortina. Foram utilizados softwares de elementos finitos 2D para a determinação dos Fatores de Segurança.

Os resultados da análise mostraram quanto dinheiro pode ser perdido com projetos que são contratados emergencialmente baseados nos termos do artigo 24, IV, da Lei Federal nº 8.666/93. Concluiu-se que, muitas vezes, o tempo necessário para se realizar as sondagens geotécnicas necessárias e os respectivos projetos é desprezado e realizam-se projetos bem mais caros do que deveriam.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 3

2.1 RETALUDAMENTO 4

2.2 MUROS DE GRAVIDADE OU RÍGIDOS 5

2.2.1 MURO DE GABIÕES 6

2.2.2 MUROS DE PEDRA ARGAMASSADA 8

2.2.3 MUROS DE PNEUS 9

2.2.4 MUROS DE CONCRETO CICLÓPTICO 10

2.2.5 MUROS DE CONCRETO ARMADO 11

2.2.6 MURO DE SACOS DE SOLO-CIMENTO 12

2.2.7 MURO EM TERRA ARMADA 13

2.3 ANCORAGEM, GRAMPOS E CHUMBADORES 15

2.3.1 ANCORAGEM OU TIRANTES 15

2.3.2 GRAMPOS E CHUMBADORES 18

2.4 CORTINA ATIRANTADA 19

2.5 SOLO GRAMPEADO 23

2.6 PROTEÇÃO DE TALUDES 27

2.6.1 CHUNAM 28

2.6.2 CONCRETO PROJETADO 28

2.6.3 GRAMAS SUPERFICIAIS E EM PLACA 29

2.6.4 HIDRO-SEMEADURA 29

2.7 SISTEMA DRENANTES 31

2.7.1 DRENAGEM SUBSUPERFICIAL 32

2.7.2 DRENAGEM SUPERFICIAL 33

3 MATERIAIS E MÉTODOS 37

3.1 INTRODUÇÃO 37

3.2 LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA 37

3.3 GEOLOGIA LOCAL 38

3.4 DESCRIÇÃO DA OCORRENCIA 39

3.5 LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS 41

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE DADOS 43

4.1 DEFINIÇÃO DO TIPO DE CONTENÇÃO 43

4.2 PROJETO 1 43

4.3 PROJETO 2 48

4.3.1 ENSAIOS GEOTÉCNICOS 48

4.3.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO .. 51

4.3.3 DEFINIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA (FS) 55

4.3.4 SOBRECARGAS ATUANTES 55

4.3.5 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA ATIRANTADA FINAL 55

4.3.6 ANALISE DE ESTABILIDADE GLOBAL 64

4.4 COMPARAÇÃO DE CUSTOS 65

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA 68

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 69

ANEXOS.... 73

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Escolha da solução para Taludes em Solo (GEORIO, 2000). 4
Figura 2 - Exemplo de um Projeto de Retaludamento em Talude de Corte Rodoviário..... 5
Figura 3 – Muro de Gabiões. (GEORIO, 2000). 6
Figura 4- Detalhamento de um Projeto Executivo de um Muro de Gabiões. 7
Figura 5 - Seções Transversais de Alguns Tipos de Muro de Pedra Argamassada (ROSA, 1992). 8
Figura 6 - Muro de solo-pneus (SIERA *et al*, 2000). 9
Figura 7 - Muro de concreto ciclópico (GEORIO, 2000). 10
Figura 8 - Muro de Flexão em "L" (GEORIO, 2000). 11
Figura 9 - Muro de Flexão com contrafortes (MARCHETTI, 2008). 12
Figura 10 - Muro de Contenção com sacos de solo-cimento (GEORIO, 2000). 13
Figura 11 - Estrutura de contenção em terra armada (MITCHELL E VILLET, 1987). 14
Figura 12 - Constituição Básica de um Tirante Manobra Padrão (JOPPERT, 2007). 15
Figura 13 - Projeto executiva detalhando a cabeça de um tirante. 16
Figura 14 - Projeto Executivo Detalhando o Bulbo de Ancoragem do Tirante. 16
Figura 15 – Exemplo de Detalhamento de um Grampo. 18
Figura 16 - Mecanismo de transferência de carga em uma cortina ancorada (JURAN E ELIAS, 1991). 19
Figura 17 - Projeto Executivo de Uma Cortina Atirantada com Fundação em Estacas Detalhada. 20
Figura 18 – Forças atuantes no método brasileiro de Atirantamento (DANZIGER, 1998)..... 21
Figura 19 - Recomendações para espaçamento de ancoragens (PINELO, 1980). 23
Figura 20 - Aplicação da Técnica de Solo Grampeado: a – estabilização de taludes; b – contenção de taludes em corte (FRANÇA, 2007). 24
Figura 21 - Etapas executivas da técnica de solos grampeados (SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2003). 24
Figura 22 - Vista Geral da Contenção em solo Grampeado, Salvador Norte Shopping (PACHECO E SILVA et al, 2010)..... 26
Figura 23 - Cobertura vegetal com canaletas de drenagem (GEO, 1995)..... 27
Figura 24 - Cobertura com concreto projetado (GEO, 1995). 27
Figura 25 - Talude com Concreto Projetado e Sistema de Drenagem. 29

Figura 26 - Demonstração da Implantação da Hidrossemeadura em Talude de Cortes com Leiras de Bermalonga (CBCN, 2010). 30
Figura 27 - Esquema de Instalação de Drenos Subsuperficial (GEORIO, 2000). 33
Figura 28 - Valeta de Proteção Trapezoidal (DNIT, 2006)..... 34
Figura 29 - Sarjeta de Corte e Aterro (DNIT, 2006). 34
Figura 30 - Entrada D'água Simples (DNIT, 2006). 35
Figura 31 - Entrada D'água Dupla (DNIT, 2006)..... 35
Figura 32 - Vista em Planta de uma Descida D'água Rápida (DNIT, 2006)..... 36
Figura 33 - Vista em Corte de Descida D'água em Degraus (DNIT, 2006)..... 36
Figura 34 - Mapa de Situação da Área de Estudo. 38
Figura 35 - Compartimentos Geológicos do Estado do Paraná (MINEROPAR, 2001). 39
Figura 36 - Escorregamento e rompimento de parte da pista. 40
Figura 37 - Rio que passa ao lado da pista de rolamento no local do escorregamento. 40
Figura 38 - Seção topográfica do local do escorregamento. 41
Figura 39 - Planta topográfica do local do escorregamento. 42
Figura 40 - Seção típica do Projeto 1. 46
Figura 41 - Projeto 1 em planta. 47
Figura 42 - Localização programada da sondagem mista SM-01. 49
Figura 43 - Sondagem SM-01 realizada no Km 1. 50
Figura 44 - Forças envolvidas no cálculo pelo Método Brasileiro (DANZIGER, 1998). 56
Figura 45 - Área do Talude. 57
Figura 46 - Seção transversal da cortina atirantada com fundação em estaca raiz (cotas em cm). 63
Figura 47 - Análise de estabilidade da cortina. 64
Figura A1 - Curva de tensão x deslocamento do ensaio de cisalhamento direto do km 0. 74
Figura A2. Curva de tensão x deslocamento do ensaio de cisalhamento direto do km 2. 75
Figura B1 - Especificações técnicas dos tirantes contidas no catalogo da RESINEX. 76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Requisitos de Materiais para Tirantes (GEORIO, 2000). 17
Tabela 2 - Espécies Para Hidrossemeadura (DNIT, 2009). 31
Tabela 3- Dados da Cortina Atirantada com Fundação em Estaca raiz (Projeto 1). 45
Tabela 4 - Camadas do solo obtidas através do furo SM-01 no Km 1. 49
Tabela 5 - Valores do ângulo de atrito encontrado nos ensaios de cisalhamento para cada camada. 51
Tabela 6 - Correlações de ângulo de atrito a partir do ensaio SPT. 52
Tabela 7 – Resultados das correlações entre o Nspt e o ângulo de atrito efetivo. 52
Tabela 8 - Resultado final para o ângulo de atrito efetivo. 52
Tabela 9 - Parâmetros de resistência drenada de solos coesivos (Look, 2014). 53
Tabela 10 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972). 53
Tabela 11 - Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972). 54
Tabela 12 - Parâmetros de resistência definitivos. 54
Tabela 13 - Características do tirante fornecidas pelo catalogo RESINEX. 58
Tabela 14 – Características técnica dos tricones em função do tipo de solo (JOPPERT JR, 2007). 59
Tabela 15 - Coeficiente K em função do tipo de solo (JOPPERT JR, 2007). 59
Tabela 16 - Valores do coeficiente Δ (BRASFOND, 1991) 61
Tabela 17- Dados da Cortina Atirantada com Fundação em Estaca raiz (Projeto 2). 62
Tabela 18 - Comparação entre os quantitativos dos projetos 1 e 2. 65
Tabela 19 - Tabela de custos estimados do Projeto 1. 66
Tabela 20 - Tabela de custos do Projeto 2. 66
Tabela 21 - Tabela de custos das sondagens geotécnicas. 67
Tabela 22 - Comparação dos custos entre o Projeto 1 e o Projeto 2. 67

LISTA DE SÍMBOLOS

- c é a coesão do solo;
- ϕ é o ângulo de atrito do solo;
- γ é o peso especifico do solo;
- α é o ângulo formado pelas ancoragens com a horizontal;
- δ é o ângulo da parte superior do talude com a horizontal;
- H é a altura média da cortina;
- i é a inclinação do talude com a horizontal;
- Θ_{cr} é o ângulo formado pelo plano crítico de deslizamento com a horizontal;
- Θ’ é o ângulo entre o plano de ancoragem com a horizontal;
- β é o ângulo formado pelas ancoragens com o plano crítico de deslizamento;
- l é o comprimento da linha maior de declive do plano crítico de deslizamento;
- P é o peso da cunha mais provável de deslizamento;
- F é a força do tirante no talude;
- R é a força de reação do maciço sobre a cunha deslizante;
- λ - é a relação entre o fator de segurança desejado e o fator de segurança mínimo (FS_{min}) relativo ao plano critico de deslizamento;
- D é o diâmetro do bulbo de ancoragem;
- Nt é onúmero de tirantes necessários para estabilizar a cunha de deslizamento;
- F_{adm} é a carga de trabalho permanente dos tirantes;
- e_h é o espaçamento horizontal entre linhas de tirantes;
- Rrup é a carga de ruptura do tirante;
- Nspt é o número de golpes do ensaio SPT;
- Ø é o diâmetro do tricone em metros;
- Lnec é o comprimento do bulbo de ancoragem do tirante em metros;
- K é o coeficiente que depende do tipo de solo;
- W_{cort} é o peso total da cortina;
- γ_{conc} é o peso especifico do concreto armado;
- Vol_{cort} é o volume da cortina atirantada;
- n_{est}^{o} é o número de estacas no projeto;
- Δ são os valores indicados para cada tipo de solo (Tabela 16);

- Np é a média dos N do ensaio SPT medidos na cota de apoio da estaca;
- Ab é a área da ponta da estaca (m2);
- A_l é o índice de atrito lateral, vale 6 kN/m²;
- Nl é o valor da resistência à penetração dinâmica obtida no ensaio SPT, em cada trecho analisado;
- Δl é o comprimento da estaca ao qual se aplica o número de golpes Np (m);
- U é o perímetro da estaca (m).
- q_p é a capacidade de carga pela ponta da estaca;
- q_l é a capacidade de carga por atrito lateral da estaca.

1 INTRODUÇÃO

Taludes em solo e em rocha estão, com frequência, sujeitos a problemas geotécnicos associados a processos de instabilização de massas, tais como escorregamentos, recalques e erosões. Em relação a taludes rodoviários em cortes e em aterros, tais eventos costumam provocar danos, podendo até interromper o tráfego e acesso a algumas regiões, além de gerar graves prejuízos aos usuários e ao poder público.

O estudo de estabilidade de um talude, seja ele natural ou artificial, é de suma importância que seja feito antes mesmo de sua implantação. Fatores como topografia, geologia, tensões cisalhantes, condições de poropressão e carregamentos externos são normalmente variáveis requeridas para uma eficiente análise de estabilidade de talude. (GEO, 1984).

A estabilidade e a segurança dos taludes rodoviários são de grande importância e na maioria dos casos só são estudadas depois que algum deslizamento acontece. Para solucionar esses problemas, frequentemente as medidas adotadas exigem a contratação de vultosas obras públicas que, em certas situações, não suportam a espera da realização de licitações públicas e, por isso, são objeto de contratos administrativos emergenciais, nos termos do artigo 24, IV, da Lei Federal nº 8.666/93. A lei define que: "é dispensável a licitação nos casos de emergência ou de calamidade pública, quando caracterizada urgência de atendimento de situação que possa ocasionar prejuízo ou comprometer a segurança de pessoas, obras, serviços, equipamentos e outros bens, públicos ou particulares, e somente para os bens necessários ao atendimento da situação emergencial ou calamitosa e para as parcelas de obras e serviços que possam ser concluídas no prazo máximo de 180 (cento e oitenta) dias consecutivos e ininterruptos, contados da ocorrência da emergência ou calamidade, vedada a prorrogação dos respectivos contratos".

Assim, as empresas contratadas possuem 180 dias para realizar o projeto e executar a obra, investindo pouco tempo na realização dos projetos e fazendo com que os mesmos sejam feitos sem as devidas condições necessárias, como no caso de projetos de estruturas de contenções de taludes rodoviários que são feitos sem os ensaios geotécnicos, gerando empreendimentos superdimensionados.

O DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes estima que em 2007 foram gastos aproximadamente R$ 92,0 milhões de reais com obras de recuperação de encostas,

estabilização de taludes, eliminação de erosões, perfazendo 33,5% do total de gastos com obras emergenciais em rodovias federais (DNIT, 2009 *apud* MATTOS, 2009).

Este trabalho relata um caso de deslizamento em talude rodoviário que, por se tratar de uma obra emergencial, foi inicialmente realizado um projeto de uma solução de contenção sem a realização de sondagens (Projeto 1). Posteriormente, de posse das sondagens, foi possível realizar um projeto mais otimizado (Projeto 2) e comparar as diferenças de custo de cada um.

O objetivo geral é avalizar a influência dos ensaios geotécnicos na definição de soluções de estruturas de contenção e no seu custo final. Para isso, tem-se como objetivos específicos o dimensionamento de uma estrutura de contenção e a realização de sua análise de estabilidade utilizando os parâmetros geotécnicos obtido através das sondagens. Por fim, pretende-se realizar um orçamento e uma comparação de custos entre os dois projetos realizados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capitulo será abordada as diversas soluções habituais na estabilização de taludes. A NBR 11.682:2009 define obras de contenção como aquelas destinadas a contrapor-se aos esforços estáticos provenientes do terreno e de sobrecargas acidentais e/ou permanentes.

A escolha dos diversos tipos de estruturas de contenção deve levar em conta diversos requisitos característicos de cada obra, tais como:

- Acessos;
- Altura do talude;
- Espaço disponível;
- Características do terreno de fundação;
- Condições de operação de equipamentos;
- Disponibilidade de materiais;
- Local adequado para “bota-fora” se for o caso;
- Custos;
- Prazos;
- Dificuldade de manutenção;
- Implicações ambientais;
- Interferências com instalações existentes e propriedade de terceiros;
- Dificuldades construtivas.

A Figura 1 apresenta um fluxograma que também auxilia na escolha do tipo de solução para taludes em solo:

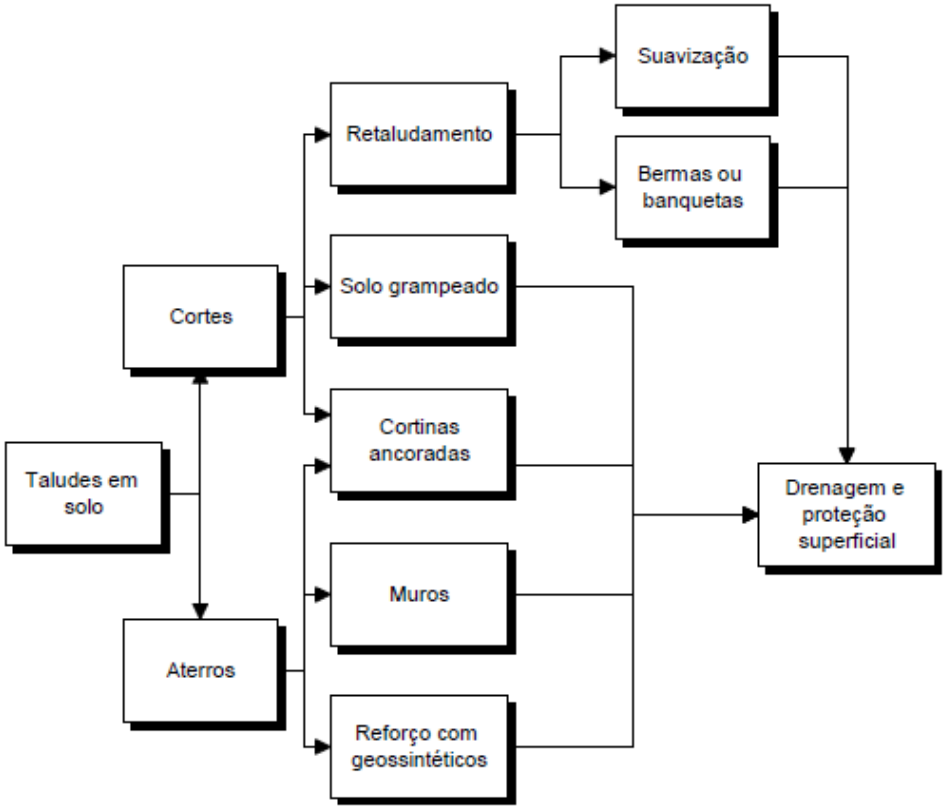

Figura 1 - Escolha da solução para Taludes em Solo (GEORIO, 2000).

Neste capitulo são apresentados diversos tipos de estruturas de contenção de encostas, suas vantagens e desvantagens, usos típicos, exemplos de projetos e características peculiares de cada uma.

2.1 RETALUDAMENTO

Dentre as técnicas de estabilização de taludes, o retaludamento é a mais utilizada, devido principalmente a simplicidade e eficácia dessa técnica. É um processo de terraplanagem, através do qual se alteram a geometria dos taludes originalmente existentes (Figura 2).

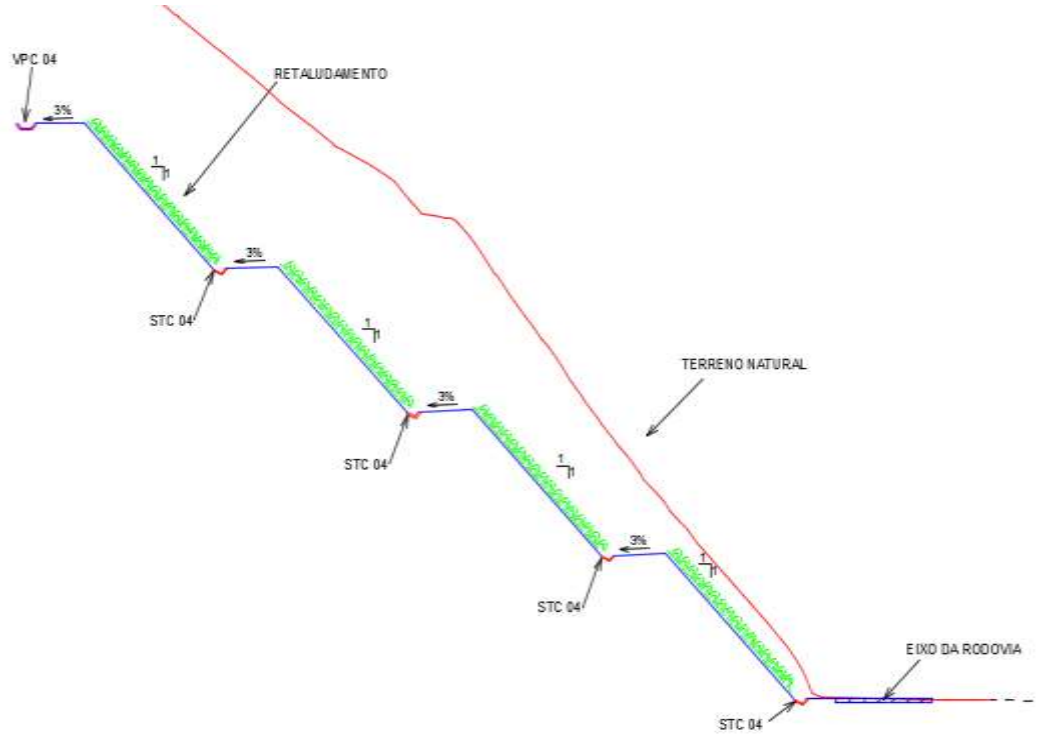

Figura 2 - Exemplo de um Projeto de Retaludamento em Talude de Corte Rodoviário.

Para qualquer tipo de solo ou rocha, em qualquer condição de ocorrência e sob a ação de quaisquer esforços, sempre existirá uma condição geométrica de talude que oferecerá estabilização ao maciço (IPT, 1991).

A alteração geométrica de um talude aparece como solução imediata de fácil execução e de menor custo em muitas ocorrências. Há situações, porém, que a geometria exige volumes excessivos de terra encarecendo os trabalhos de terraplanagem. Nesses casos, é mais viável a utilização de obras de contenção ou às obras de drenagem.

2.2 MUROS DE GRAVIDADE OU RÍGIDOS

Muros de Peso são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Geralmente, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 metros. Os muros de peso podem ser de vários tipos, são eles: alvenaria, concreto, gabiões, pneus, de flexão (com ou sem contrafortes) e com ou sem tirantes.

2.2.1 MURO DE GABIÕES

Os muros de gabiões (Figura 3) são gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção (GEORIO, 2000). Sua base tem normalmente cerca de 40 a 60% da altura total.

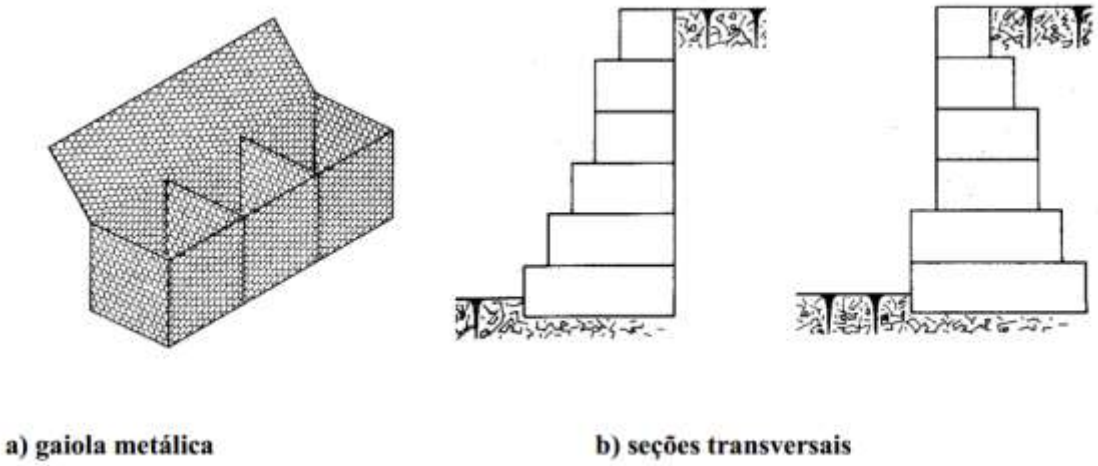

Figura 3 – Muro de Gabiões. (GEORIO, 2000).

A rede metálica que compõe os gabiões apresenta resistência mecânica elevada. No caso da ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. O arame é protegido por uma galvanização dupla, podendo também ser protegido por revestimento com uma camada de PVC. Esta proteção atua contra a ação das intempéries, de águas e solos agressivos.

Deve-se ter um cuidado especial na transição entre o gabião e o retroaterro, sendo necessário um filtro que não permita a entrada de solo para dentro da estrutura do gabião e atrapalhe a drenagem. Geralmente são utilizados geotêxtil ou areia grossa como elemento de transição entre os gabiões e o material de corte ou aterro. A Figura 4 ilustra os detalhes de um projeto executivo de um gabião.

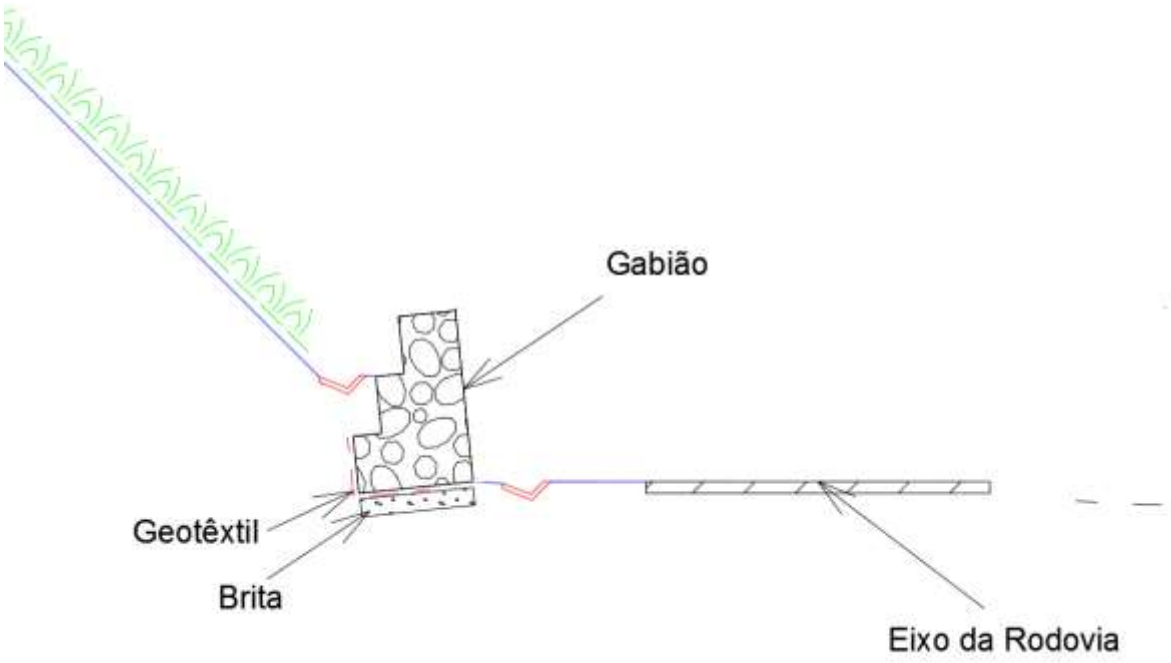

Figura 4- Detalhamento de um Projeto Executivo de um Muro de Gabiões.

As características geotécnicas dos gabiões usualmente adotadas em projeto são: peso específico = 17 kN/m3 e ângulo de atrito = 35º (GEORIO, 2000).

As principais vantagens são: custo reduzido, especialmente quando os blocos de pedras são disponíveis no local; flexibilidade elevada, permitindo deformações diferenciais do retroaterro e do terreno de fundação do muro; resistência elevada, devida ao peso dos gabiões e ao coeficiente de atrito dos blocos de rocha sã; e permeabilidade elevada, devida à granulometria uniforme dos blocos, que garante a drenagem da encosta e a ausência de empuxo no tardoz do muro. São de grande agilidade na construção e adaptam-se bem com a vegetação local.

As desvantagens desse sistema de contenção são: limitação da altura; considerável consume de material; necessidade de muito espaço e possui peso elevado podendo causar possíveis problemas de capacidade de carga e recalque. Para alturas superiores a mais ou menos 4 metros, o muro de gabiões se torna uma solução antieconômica.

2.2.2 MUROS DE PEDRA ARGAMASSADA

Dentre os muros de peso, os construídos com blocos de pedras são os mais antigos e numerosos. O preenchimento dos vazios das pedras com argamassa fez com que se aumente o peso e a rigidez do muro, surgindo o muro de pedra argamassado (Figura 5). É um tipo de solução que utiliza blocos de pedra arrumados manualmente cujos vazios são preenchidos com argamassa de cimento e areia. Devem ser aplicados em locais de fácil acesso, ou com facilidade de obtenção de pedras, e devem ter alturas de até 3 metros (ROSA, 1992).

Esse tipo de solução não deve ser utilizado à meia-encosta ou na zona superior do talude, considerando que são estruturas de peso e geram acréscimo de carga. Apresentam elevada rigidez, movimentando-se apenas por translação, com poucas deformações e distorções.

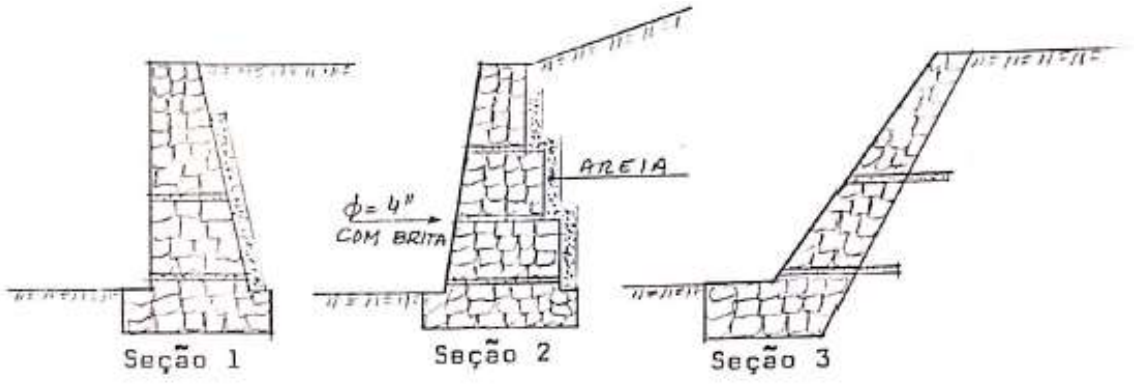

Figura 5 - Seções Transversais de Alguns Tipos de Muro de Pedra Argamassada (ROSA, 1992).

As principais vantagens desse sistema são: facilidade de construção, baixo custo quando os blocos de pedra são disponíveis no local e adaptam-se bem com a vegetação local.

As principais desvantagens são: necessitam de um sistema drenante, tais como, dreno de areia ou geossintéticos no tardoz e tubos barbacã na estrutura interna do muro; limitação da altura; considerável consumo de material e podem causar problemas de capacidade de carga e recalques devido ao elevado peso da estrutura.

2.2.3 MUROS DE PNEUS

A utilização de muros de pneus usados em obras geotécnicas apresenta-se como solução que combina a elevada resistência mecânica com baixo custo, comparativamente aos materiais convencionais (GEORIO, 2000). O muro de solo-pneus é constituído combinando-se pneus usados com o solo disponível no local (Figura 6). São construídos a partir do lançamento de camadas horizontais de pneus, marrados entre si com corda ou arame, preenchendo-se os vazios com solo compactado.

Além de elevada resistência mecânica e custo relativamente baixo, este tipo de estrutura de contenção apresenta a vantagem de reutilizar pneus descartados.

Como todos os muros de peso, os muros de solo-pneus limitam-se a alturas inferiores a 5 metros, na disponibilidade de espaço para a construção de uma base com largura da ordem de 40 a 60% da altura do muro e pelo fato que são um risco no caso de incêndios. A face externa do muro de pneus deve ser revestida para evitar o carreamento ou erosão do solo de enchimento. Deve-se ressaltar também que o muro de pneus é uma estrutura flexível, apresentando deformações horizontais e verticais, não sendo recomendado para obras pouco deformáveis.

Figura 6 - Muro de solo-pneus (SIERA *et al*, 2000).

2.2.4 MUROS DE CONCRETO CICLÓPTICO

O muro de concreto ciclópico é uma estrutura construída através do preenchimento de uma forma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Devido à impermeabilidade deste muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem (GEORIO, 2000).

Estes muros são em geral economicamente viáveis para alturas não superior a aproximadamente 4 metros. As principais vantagens são: simplicidade de construção, resistência elevada e adaptam-se bem à topografia local.

As desvantagens desse sistema são: volume considerável de material; necessidade de muito espaço; é impermeável, necessitando de um sistema de drenagem para minimizar o empuxo hidrostático no tardoz; e peso elevado da estrutura, podendo gerar problemas de capacidade de carga e recalques.

A sessão transversal é feita geralmente na forma trapezoidal. A largura da base é estimada na ordem de 50% da altura do muro (Figura 7). O muro pode ser construído com faces inclinadas ou em degraus, o que pode causar uma economia significativa de concreto, porem resulta em custos maiores em fôrmas e nas especificações construtivas.

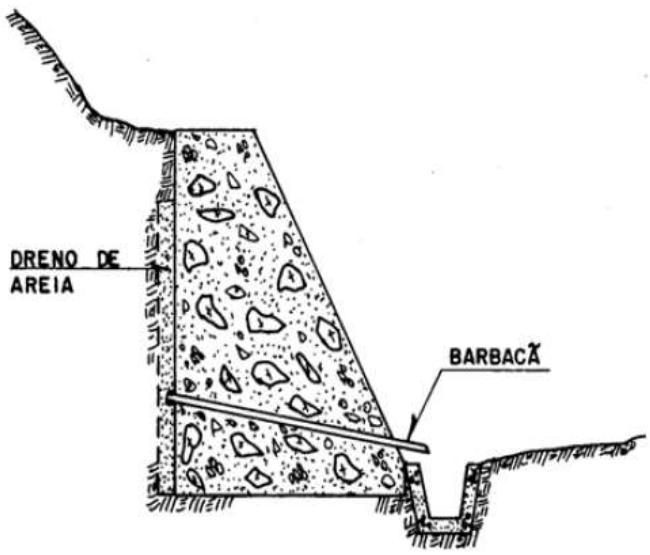

Figura 7 - Muro de concreto ciclópico (GEORIO, 2000).

2.2.5 MUROS DE CONCRETO ARMADO

São vários os tipos de muros que utilizam o concreto armado como material de construção. Sua principal vantagem é minimizar o volume da estrutura, embora tenham como fator limitante o seu custo, bem mais elevado que as demais modalidades de muros de gravidade. A estrutura do muro resiste aos esforços de flexão gerados pelo empuxo do solo de retroaterro, e em geral o peso do retroaterro atua sobre a laje da base fazendo com que o conjunto muro-aterro funcione como uma estrutura de gravidade.

Devem ser previstos dispositivos de drenagem constituídos por drenos de areia ou geotêxtis e barbacãs, de acordo com o projeto específico, para alívio da pressão da água na estrutura de contenção. Devem ser previstas juntas estruturais, com espaçamento máximo de 20 metros. O fechamento das aberturas deve ser feito com juntas de neoprene ou material similar.

O tipo mais usual de muro em concreto armado é o muro em forma de "L" (Figura 8). O cálculo do muro deve ser realizado por um engenheiro de estruturas e devem resistir aos esforços de cortante e momento fletor resultantes do empuxo lateral de terra. Em geral tornam-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7m.

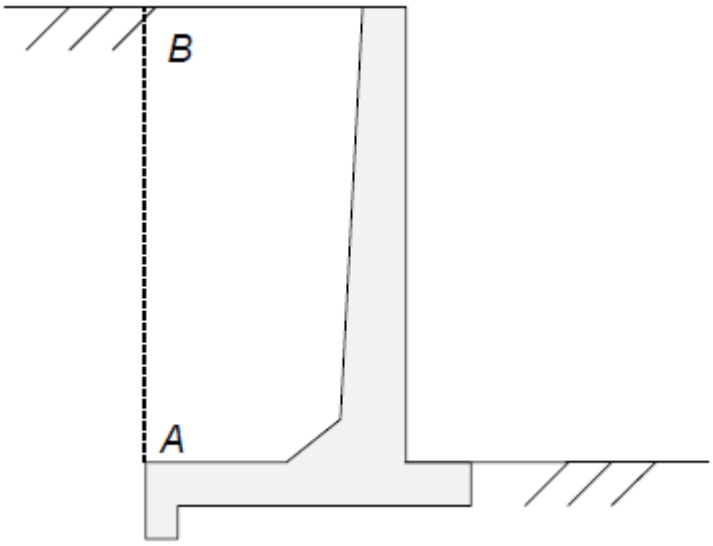

Figura 8 - Muro de Flexão em "L" (GEORIO, 2000).

Para muros com alturas superiores a 5 metros é conveniente a utilização de contrafortes (ou nervuras), para aumentar a estabilidade contra o tombamento (GEORIO, 2000). Os contrafortes resistem a esforços de tração, assim, devem ser adequadamente armados. No caso em que a laje estiver externa ao retroaterro, os contrafortes trabalham a compressão. Essa configuração não é comum, pois ocorre perda de espaço útil a jusante da estrutura. O espaçamento dos contrafortes se dá a cerca de 70% da altura do muro. A Figura 9 ilustra um exemplo de muro de concreto armado em "L" onde se utilizou contrafortes.

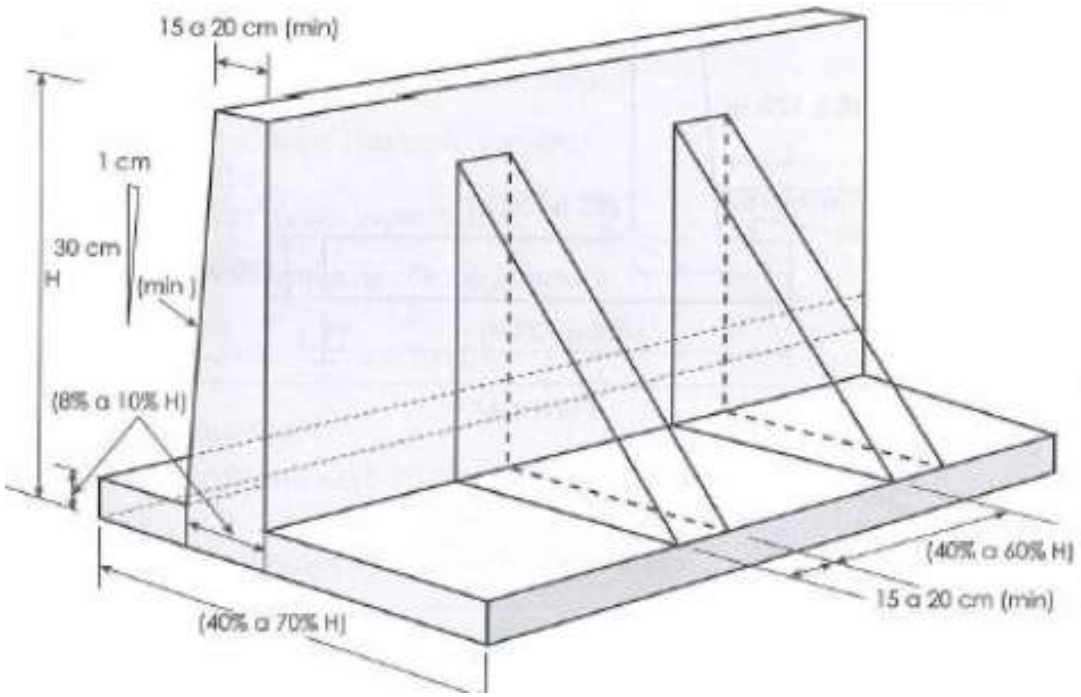

Figura 9 - Muro de Flexão com contrafortes (MARCHETTI, 2008).

2.2.6 MURO DE SACOS DE SOLO-CIMENTO

É uma técnica de contenção de encostas que utiliza-se de solo estabilizado com cimento. A grande vantagem dessa técnica é devido ao baixo custo e pelo fato de não requerer mão de obra ou equipamentos especializados. Vantagens adicionais desta técnica são: a facilidade de execução do muro com forma curva (adaptada à topografia do local), utilização de solos provenientes do local da obra, além de ter dupla função de proteção superficial e contenção.

As desvantagens desse sistema são: necessidade de muito espaço, não permitem o desenvolvimento de tensões de tração e exigem rigoroso controle de qualidade do solo a ser utilizado na mistura.

O solo cimento é acondicionado em sacos de aniagem ou de geossintéticos, o que facilita a construção dos muros. Quando a mistura solo-cimento se solidifica, os sacos deixam de ser necessários em termos estruturais da obra de contenção.

Uma ilustração de muro com sacos de solo-cimento é apresentada na Figura 10.

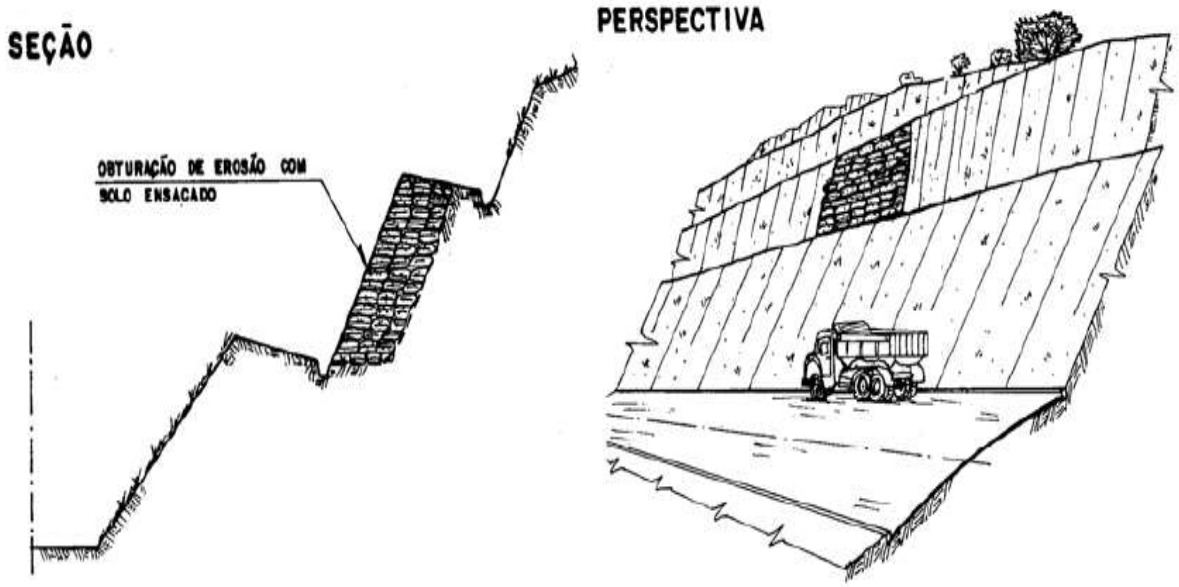

Figura 10 - Muro de Contenção com sacos de solo-cimento (GEORIO, 2000).

2.2.7 MURO EM TERRA ARMADA

Obras que utilizam o sistema de contenção em terra armada são constituídas pela associação de solo compactado e armaduras, completada por um paramento externo composto de placas, denominado “pele” (Figura 11).

Os três componentes principais da “terra armada” são:

- O solo que envolve as armaduras e ocupa o espaço do volume armado;
- As armaduras, que são elementos lineares e flexíveis que trabalham à tração e devem apresentar boa resistência à corrosão.
- A “pele”, que é o paramento externo.

A execução do maciço em “terra armada” é feita sob supervisão e assistência da empresa que detém a patente deste processo no Brasil. As principais vantagens desse sistema são: alto rendimento em sua construção; permitem o desenvolvimento de tensões de tração e pode suportar diretamente cargas consideráveis.

As desvantagens são: precisa de mão de obra especializada para sua construção; requer supervisão intensa, principalmente para que a máquina de compactação não danifique os elementos de reforço, e em relação a compactação do solo perto dos elementos de cobertura, que pode desenvolver empuxos adicionais ao projeto.

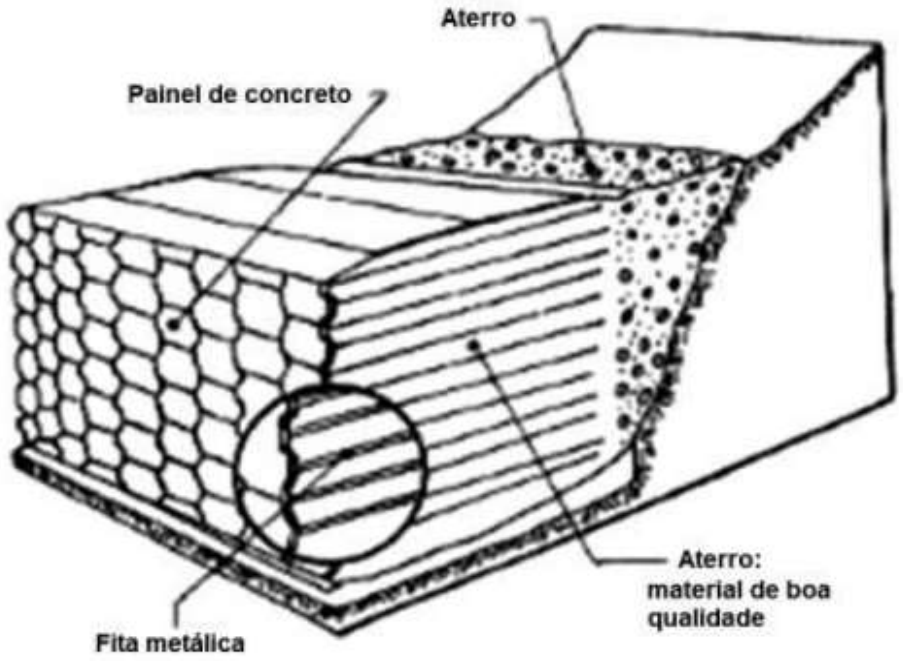

Figura 11 - Estrutura de contenção em terra armada (MITCHELL E VILLET, 1987).

2.3 ANCORAGEM, GRAMPOS E CHUMBADORES

2.3.1 ANCORAGEM OU TIRANTES

Os tirantes têm o objetivo de ancorar massas de solo ou blocos de rocha, pela força gerada pela protensão destes elementos, que transmitem os esforços diretamente a uma zona mais resistente do solo através de fios, barras ou cordoalhas de aço. Eles são implantados por meio de uma perfuração e são consolidados por meio de injeções de nata de cimento para, assim, serem protendidos.

A grande maioria dos tirantes é composta por aço em forma de fios, cordoalhas, barras maciças e tubos metálicos vazados. A Figura 12 a seguir mostra as principais partes de um tirante e na Figura 13 e Figura 14 encontram-se exemplos de um projeto executivo detalhando a cabeça e o bulbo de um tirante, respectivamente.

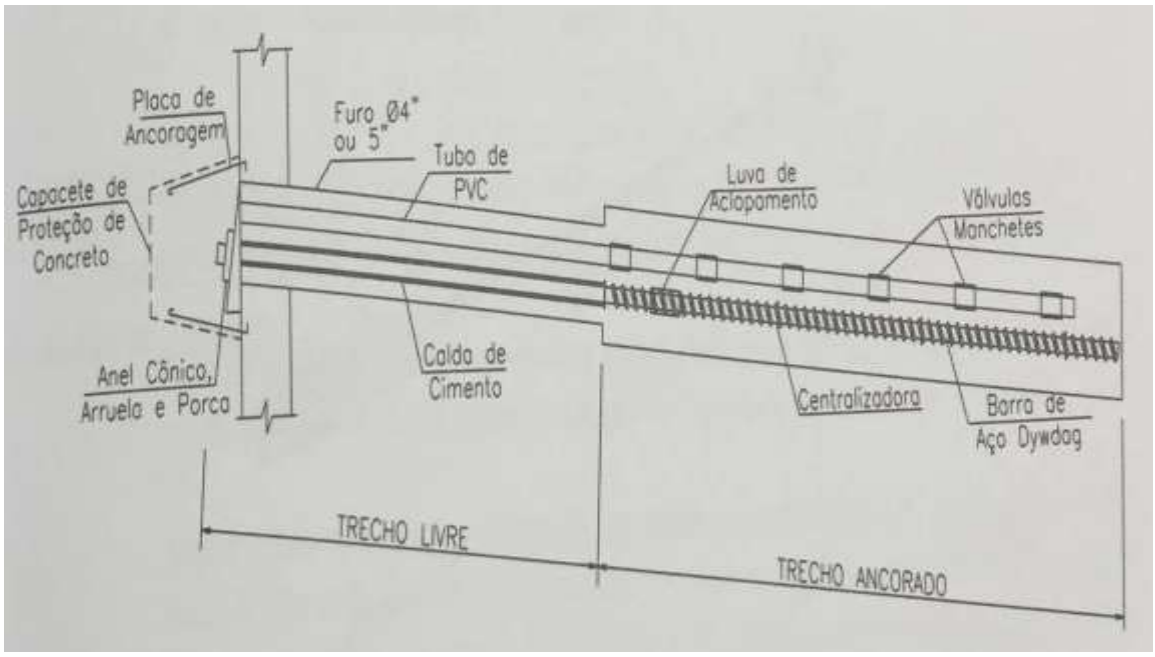

Figura 12 - Constituição Básica de um Tirante Manobra Padrão (JOPPERT, 2007).

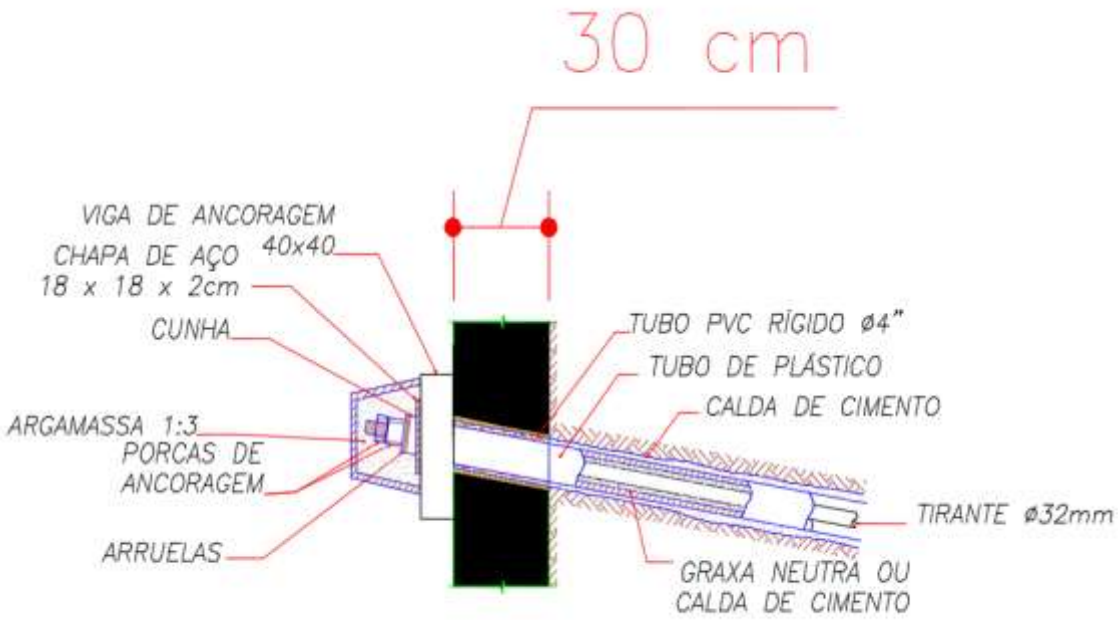

Figura 13 - Projeto executiva detalhando a cabeça de um tirante.

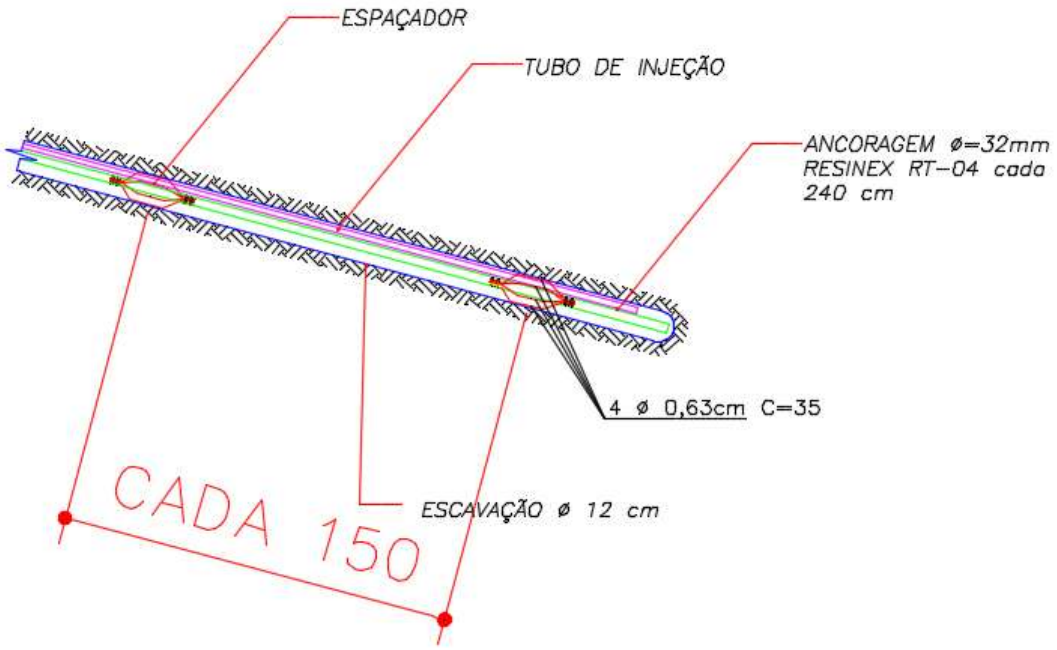

Figura 14 - Projeto Executivo Detalhando o Bulbo de Ancoragem do Tirante.

Em encostas rochosas, nas quais se pretende a fixação de blocos de rocha instáveis, usa-se a aplicação de tirantes isolados, protendidos diretamente contra a rocha, ou através de cabeça ou placas de distribuição.

As etapas executivas de um tirante estão descritas a seguir:

1) Montagem: os tirantes são montados de acordo com o exigido em projeto no que se refere a estrutura, comprimento livre e ancorado e proteção contra corrosão;

2) Perfuração: perfura-se o solo ou a rocha com diâmetro e comprimentos definido pelo projetista geotécnico;

3) Introdução do tirante e preenchimento da perfuração: introduz-se o tirante e preenche-se com nata de cimento + água, com fator agua/cimento entre 0,55 e 0,5 (execução da bainha) (JOPPERT, 2007);

4) Injeção da nata de cimento: a aplicação da nata de cimento no solo é feita por meio de bomba de injeção que conduz a nata por uma mangueira com um bico de injeção que possui perfurações laterais, o qual é posicionado em cada válvula manchete. A quantidade de repetições de injeções nas válvulas manchete (“fases de injeção”) ficara a critério do executor e do engenheiro geotécnico;

5) Protensão do tirante. Feita normalmente de quatro a sete dias após a última fase de injeção, dependendo do cimento utilizado na argamassa, sendo sua ancoragem executada em placas de aço inclinadas em relação à vertical;

6) Preparo da cabeça de proteção (válida para tirantes definitivos).

Os requisitos quanto aos materiais utilizados na execução de tirantes são:

Tabela 1 - Requisitos de Materiais para Tirantes (GEORIO, 2000).

Materiais	Requisitos	Normas
Aço	CA 50A, Dywidag ST 85/105, Gewi 50/55, Rocsolo ST 75/85	ANBT NBR 7480
Calda de cimento	Fator água-cimento igual ou inferior a 0,5, resistência aos 7 dias superior a 25MPa	ABNT NBR 7681

Todos os tirantes de aço devem possuir tratamento prévio contra a corrosão em função da classe de agressividade do meio em que será instalado os tirantes. A Norma Brasileira NBR 5629/1996 define as classes de agressividade do meio e mostra os requisitos que os elementos de proteção devem atender.

2.3.2 GRAMPOS E CHUMBADORES

Grampos e chumbadores trabalham diferente das ancoragens, pois não apresentam trecho livre e são passivos, isto é, não são pré tensionados. Contribuem com sua resistência à tração e ao cisalhamento através de barras de aço fixadas com calda de cimento ou resina.

A diferença entre grampos e chumbadores é que os primeiros são aplicados em solo, os segundos em rocha. A proteção contra a corrosão em chumbadores é obtida utilizando proteção dupla com tubo plástico e a proteção contra corrosão em grampos é feita inicialmente com a limpeza da barra, pintura dupla anticorrosiva e uso de espaçadores e centralizadores. A Figura 15 mostra um exemplo de grampo detalhado em projeto.

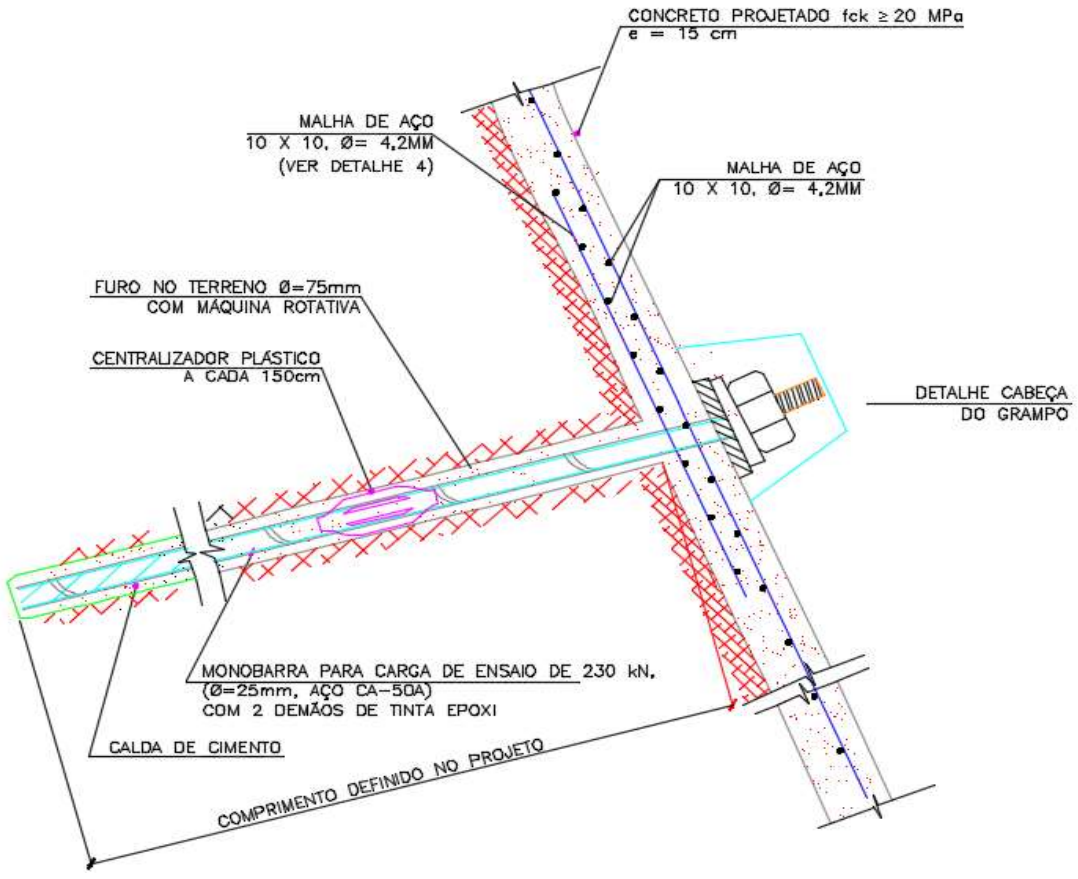

Figura 15 – Exemplo de Detalhamento de um Grampo.

O ensaio de arranchamento é realizado durante a obra para se determinar o atrito solo-grampo e confirmar os valores de projetos em pelo menos dois grampos ou 1% dos grampos de uma obra executados especificamente para o ensaio (GEORIO, 2000).

2.4 CORTINA ATIRANTADA

Segundo More (2003), a utilização de cortinas atirantadas se constitui na solução técnica mais adequada, quando se procura conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

Cortinas Atirantadas são formadas por uma parede de concreto armado, com espessura em geral entre 20 e 30 cm, em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas (GEORIO, 2000). O bulbo de ancoragem é o responsável por ancorar a cortina no material de alta resistência. A Figura 16 ilustra uma estrutura de cortina atirantada e a Figura 17 mostra um exemplo de projeto executivo detalhado.

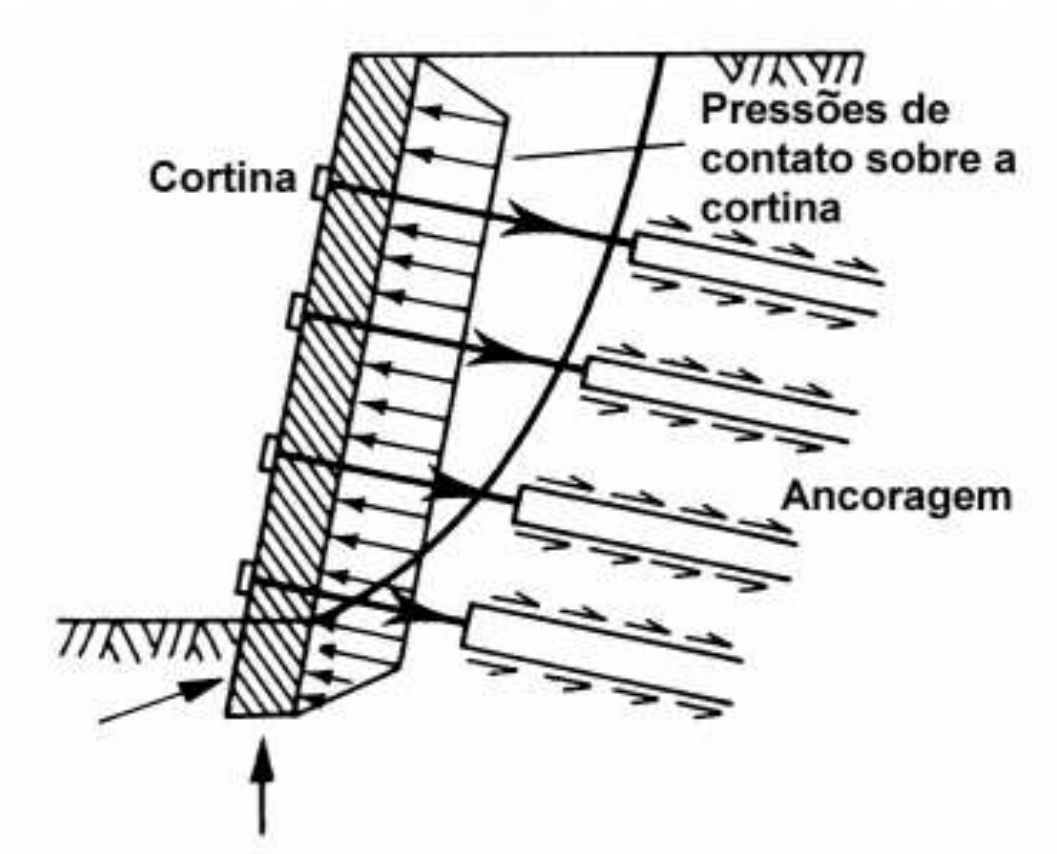

Figura 16 - Mecanismo de transferência de carga em uma cortina ancorada (JURAN E ELIAS, 1991).

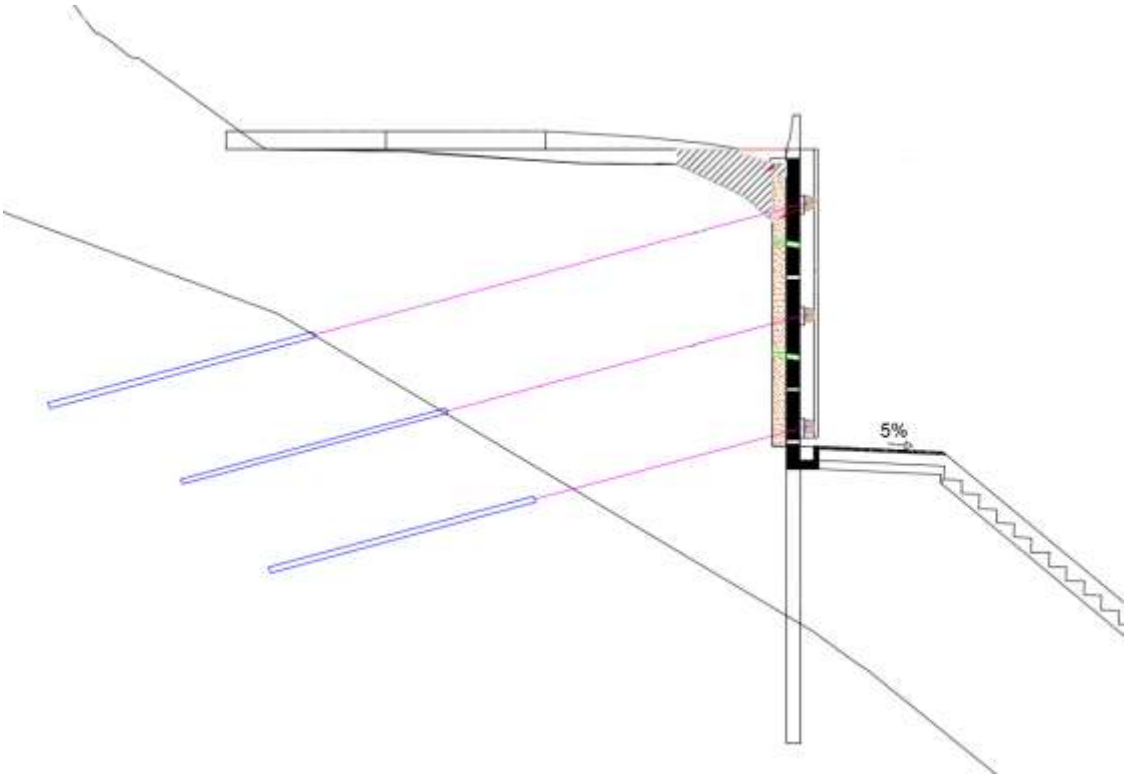

Figura 17 - Projeto Executivo de Uma Cortina Atirantada com Fundação em Estacas Detalhada.

Possui como vantagens: não necessitar cortar nada além do necessário durante sua execução, vencer grandes alturas, suportar elevadas cargas e ter pequenos deslocamentos. Suas desvantagens são o alto custo, seguido da demora para a execução.

As principais limitações e cuidados a serem tomados com esse sistema construtivo são: pode haver casos de deformações devido às injeções, risco de corrosão dos tirantes e por ser um serviço especializado, requer equipe técnica e equipamentos especializados.

O processo de execução das cortinas pode ser ascendente ou descendente, respectivamente em aterros e cortes. Para aumentar a estabilidade do talude durante as fases de execução, o talude é escavado em nichos. As etapas construtivas compreendem (GEORIO, 2000):

- A execução dos tirantes
- Escavação ou reaterro, conforme seja descendente ou ascendente;
- A execução da parede (forma, armadura);
- Testes e protensão nas ancoragens até a carga de trabalho.

Existem diversos métodos de dimensionamento de cortinas atirantadas e obtenção do fator de segurança. Um dos mais utilizados é o Método Brasileiro, desenvolvido pelo engº Antônio José da Costa Nunes. O método consiste na análise de uma massa de solo sobre um plano inclinado em que as forças de atrito na base são comparadas com as forças que provocam o deslizamento (GEORIO, 2000). É um método recomendado para situações simples, com solo homogêneo e topo de talude horizontal ou com pequena inclinação (Figura 18). O valor da força a ser exercida pelo tirante é calculado em função de um fator de segurança escolhido.

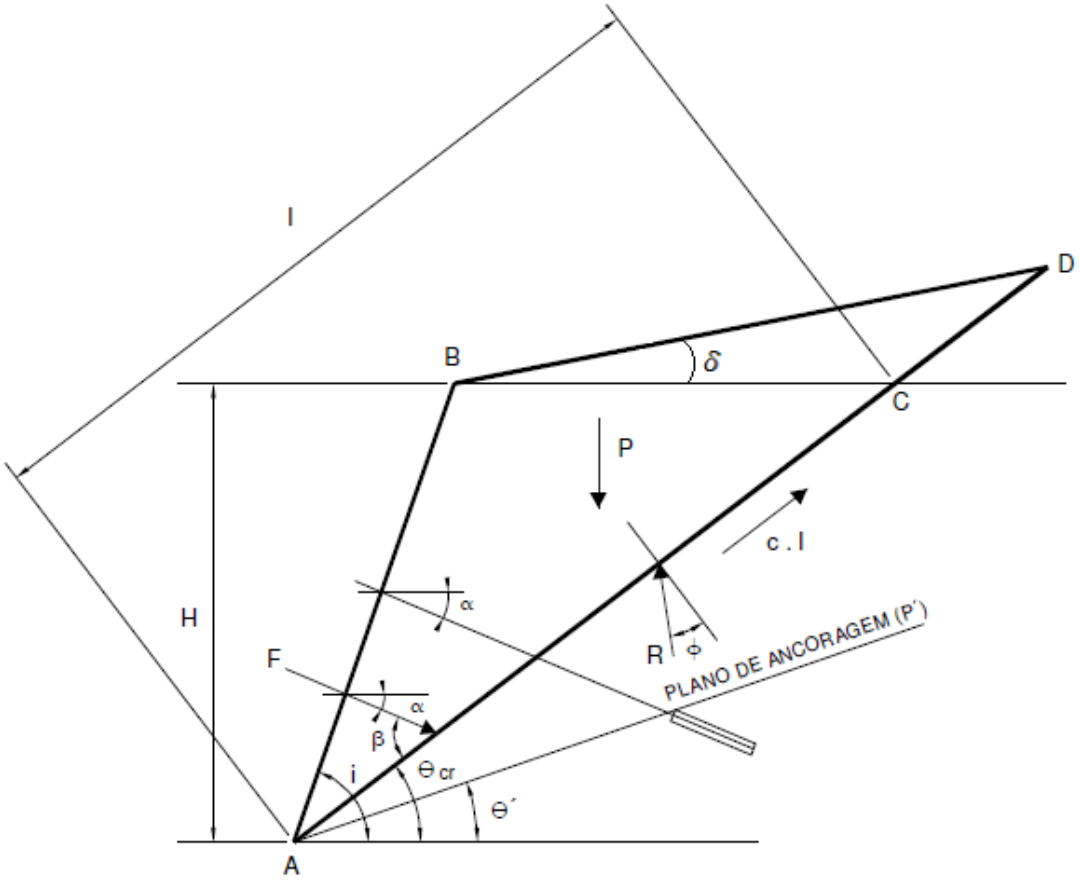

Figura 18 – Forças atuantes no método brasileiro de Atirantamento (DANZIGER, 1998).

Onde

- c é a coesão do solo;
- ϕ é o ângulo de atrito do solo;
- γ é o peso especifico do solo;
- α é o ângulo formado pelas ancoragens com a horizontal;

- δ é o ângulo da parte superior do talude com a horizontal;
- H é a altura média da cortina;
- i é a inclinação do talude com a horizontal;
- Θ_{cr} é o ângulo formado pelo plano crítico de deslizamento com a horizontal;
- Θ' é o ângulo entre o plano de ancoragem com a horizontal;
- β é o ângulo formado pelas ancoragens com o plano crítico de deslizamento;
- l é o comprimento da linha maior de declive do plano crítico de deslizamento;
- P é o peso da cunha mais provável de deslizamento;
- F é a força do tirante no talude;
- R é a força de reação do maciço sobre a cunha deslizante.

Do esquema indicado na Figura 18, podemos obter algumas relações. O ângulo do plano de deslizamento mais provável é dado por:

$$\Theta cr = \frac{i + \phi}{2} \quad \textbf{(2.1)}$$

O fator de segurança mínimo considerando o talude com ausência de água é dado pela equação a seguir:

$$FS_{min} = \frac{c \cdot l \cdot \cos\phi}{P \cdot \text{sen}(\Theta cr - \phi)} \quad \textbf{(2.2)}$$

A força de ancoragem necessária para equilibrar o talude com o fator de segurança desejado é dado pela seguinte equação:

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\text{sen}(\Theta_{cr} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad \textbf{(2.3)}$$

Onde:

λ - é a relação entre o fator de segurança desejado e o fator de segurança mínimo (FS_{min}) relativo ao plano critico de deslizamento.

O espaçamento entre ancoragens deve ser tal que elimine a iteração entre os bulbos ancorados e também em função do dimensionamento estrutural da parede de concreto armado (GEORIO, 2000). Os espaçamentos recomendados estão indicados na Figura 19.

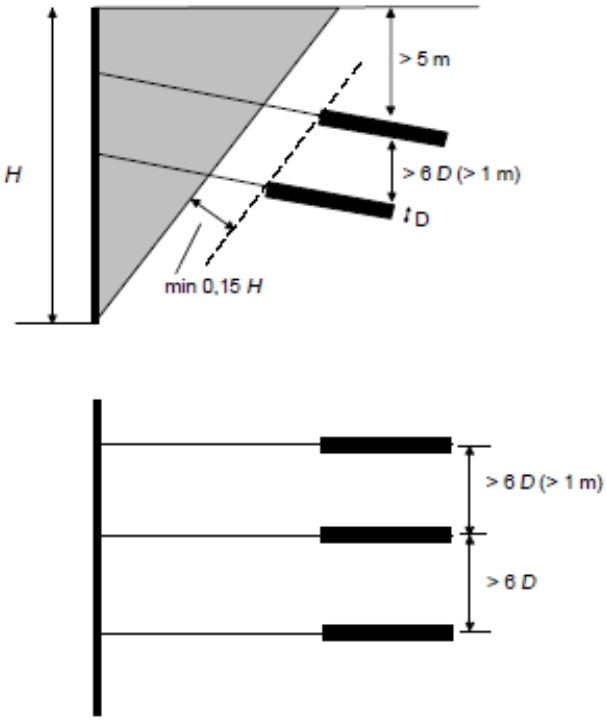

Figura 19 - Recomendações para espaçamento de ancoragens (PINELO, 1980).

Onde

- D é o diâmetro do bulbo de ancoragem.

2.5 SOLO GRAMPEADO

O solo grampeado é uma técnica de estabilização e contenção de taludes em corte. Consiste no reforço do terreno natural introduzindo barras metálicas, denominadas de grampos. O conceito fundamental dessa técnica é o de reforçar o terreno com inclusões passivas pouco

espaçadas com a finalidade de se introduzir resistência à tração e ao cisalhamento ao maciço (BATISTA, 2005). É usado basicamente em duas situações: na estabilização de taludes com baixa estabilidade e na contenção de taludes em corte (Figura 20).

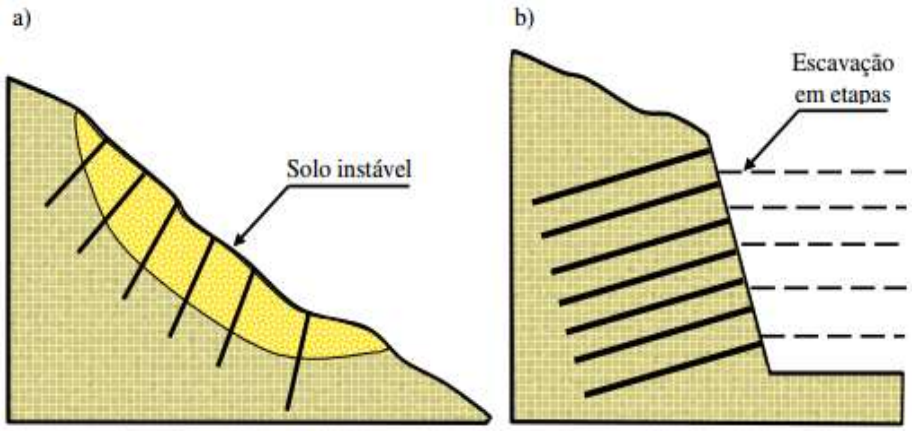

Figura 20 - Aplicação da Técnica de Solo Grampeado: a – estabilização de taludes; b – contenção de taludes em corte (FRANÇA, 2007).

O principal objetivo de "grampear" o solo é diminuir os deslocamentos do maciço de terra devido ao acréscimo de forças internas contrarias a acomodação do solo. É uma técnica utilizada preferencialmente em solos firmes, em razão de a terra escorrer por entre os grampos.

As etapas executivas desse sistema de contenção são realizadas de modo descendentes, com escavações, execução dos chumbadores e revestimento da face com concreto projetado. A Figura 21 mostra essa sequência executiva.

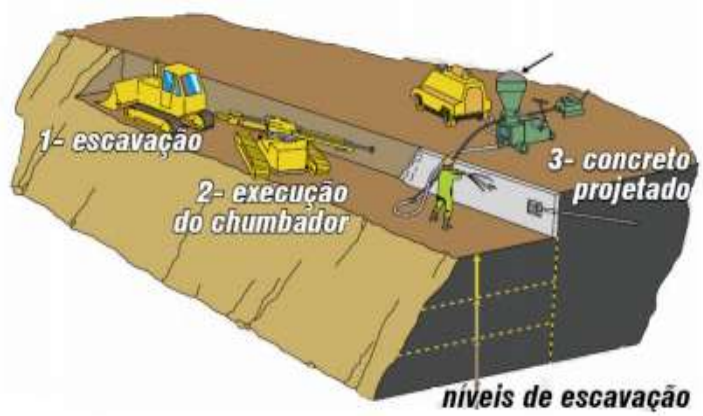

Figura 21 - Etapas executivas da técnica de solos grampeados (SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2003).

A escavação é realizada em estágios, geralmente com profundidades de 1 a 2 m. O material do talude deve permanecer estável por algumas horas ate a aplicação dos grampos e o revestimento da face.

A instalação dos grampos pode ser feita de diversas formas, sendo as mais comuns: cravação e a perfuração seguida de aplicação de calda de cimento. Os grampos cravados no maciço oferecem resistência imediata uma vez que não se precisa esperar nenhum tempo de cura da calda de cimento. Já os grampos envoltos em calda de cimento são executados com a perfuração do solo, produzindo furos com diâmetro entre 50 e 600 mm (FRANÇA, 2007). Após a perfuração é realizada a instalação das inclusões formadas por barras de aço de 13 a 32 mm de diâmetro. São utilizados centralizadores para garantir a continuidade e a regularidade do recobrimento com calda de cimento. O contato entre os grampos e a face é comumente feito por porca e parafuso ou com dobra da barra.

A última etapa executiva é o revestimento da face com concreto projetado armado com malha de aço eletrossoldada. Embora não possua função estrutural, pois absorve apenas pequenos carregamentos, a face deve evitar rupturas localizadas e processos erosivos (FRANÇA, 2007).

De acordo com PACHEGO E SILVA et al. (2010), a solução de solo grampeado apresenta vantagens em relação às demais técnicas similares de estabilização de encostas, entre as quais podem ser citadas as que são apresentadas a seguir:

• Baixo custo: nesta técnica, o único elemento estrutural utilizado para a estabilização são os grampos. A proteção do talude/escavação, seja em concreto projetado ou outro tipo de estrutura tem custo relativamente baixo em relação às soluções convencionais;

• Equipamentos leves: os equipamentos utilizados nas diferentes etapas de execução (perfuração, injeção de calda de cimento e lançamento de concreto projetado) são leves e de fácil manuseio;

• Velocidade de execução: as técnicas utilizadas na execução do solo grampeado permitem uma boa produção. O tempo de execução é, em geral, muito menor, se comparado às soluções convencionais;

• Deformabilidade: por ser uma estrutura deformável, suporta com segurança a ocorrência de recalques totais ou diferenciais;

• Flexibilidade: permite grande adaptação do projeto às condições geométricas do talude, além de inclinação da face, distribuição e dimensionamento dos chumbadores nos diferentes estágios de construção.

Figura 22 - Vista Geral da Contenção em solo Grampeado, Salvador Norte Shopping (PACHECO E SILVA et al, 2010).

Por ser uma estrutura deslocável, pode ser um problema se existir construções nas vizinhanças da obra. Além disso, não é aplicável em argila mole e não é aconselhável em locais com presença de lençol freático, uma vez que provavelmente ocorrerão frequentes desestabilizações localizadas, dificultando a aplicação do concreto projetado.

Como não existe uma norma especifica para a técnica de solo grampeado, a proteção contra a corrosão dos grampos é baseada na norma NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. A definição da vida útil (temporária ou provisória) da obra e do potencial corrosivo do solo são os principais fatores que interferem na definição de formas de prevenção da corrosão dos grampos.

2.6 PROTEÇÃO DE TALUDES

Há uma grande importância na proteção superficial dos taludes para proteger as rodovias e ferrovias de obstruções que impeçam a circulação e também pela segurança dos trabalhadores, caso estejam próximos de taludes muito inclinados. Em geral, os projetos de estabilização são feitos utilizando aspectos de drenagem juntamente com proteção superficial.

A ocorrência de erosões superficiais e instabilidade de taludes rodoviários em solos são problemas que ocorrem com certa frequência. Estes problemas são mais frequentes onde a inclinação e a infiltração de água da chuva fazem com que a erosão se acentue ou a resistência ao cisalhamento dos solos seja superada.

As alternativas de proteção superficial podem ser classificadas em dois grupos: proteção com vegetação (Figura 23) e proteção com impermeabilização (Figura 24) (GEORIO, 2000).

Figura 23 - Cobertura vegetal com canaletas de drenagem (GEO, 1995).

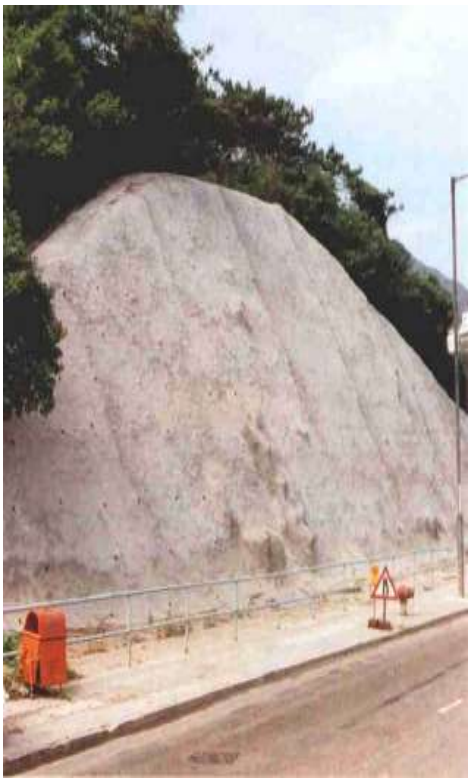

Figura 24 - Cobertura com concreto projetado (GEO, 1995).

2.6.1 CHUNAM

Chunam consiste em uma mistura de solo-cimento-cal. A função principal deste sistema é impedir a infiltração da agua com o objetivo de melhorar as condições de estabilidade do talude e minimizar processos de erosão superficial.

A mistura deve ser preparada respeitando as seguintes proporções, estabelecidas em peso: uma parte de cimento Portland, três partes de cal hidratada e vinte partes de solo residual argiloso, inorgânico, livre de raízes ou matéria orgânica (GEORIO, 2000).

Este sistema de impermeabilização já foi empregado em alguns taludes da cidade de Hong Kong, tendo sido observado surgimento de pequenas trincas ao longo do tempo, que evoluíram para trincas de grande dimensão. Assim, esta solução não é recomendada e tem seu uso restrito a obras temporárias (GEORIO, 2000).

2.6.2 CONCRETO PROJETADO

A proteção superficial de taludes com o uso de concreto projetado é uma solução simples e eficiente para estabilizar o maciço, evitando-se a erosão e o deslizamento do mesmo por ação das águas das chuvas. Normalmente o concreto projetado tem uma espessura total de 5 a 8 cm e geralmente é reforçado através da colocação de uma rede metálica sob o talude. A vantagem da aplicação das redes metálicas consiste no fato destas se adaptarem às superfícies irregulares, confinam o terreno e evitam a progressiva degradação superficial do maciço (Oliveira, 2010).

Por ser uma estrutura pouco permeável, é realizado perfurações que atravessam a camada de concreto projetado para permitir a saída de agua. A Figura 25 mostra essa solução em uma obra.

Figura 25 - Talude com Concreto Projetado e Sistema de Drenagem.

Fonte: http://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-concreto-projetado.html, acessado no dia 24/06/2016 às 02:00h.

2.6.3 GRAMAS SUPERFICIAIS E EM PLACA

A técnica de plantio de grama em placas ou em tufos consiste na colocação da grama com raízes e folhas já desenvolvidas (GEORIO, 2000). Mesmo sendo muito eficiente, esse tipo de proteção superficial de taludes consome mais tempo e possui limitações quanto à disponibilidade de grama para se plantar. É uma técnica indicada para taludes com inclinação entre 0^o e 30^o.

2.6.4 HIDRO-SEMEADURA

A hidrossemeadura é uma técnica de proteção superficial que permite rapidez e economia no revestimento vegetal de áreas de extensas áreas. A técnica consiste na aplicação hidromecânica de uma massa pastosa composta por fertilizantes, sementes de espécies herbáceas, camada protetora, adesivos e matéria orgânica viva, cujo traço depende do solo e das necessidades dos nutrientes requeridos pelas plantas (Figura 26).

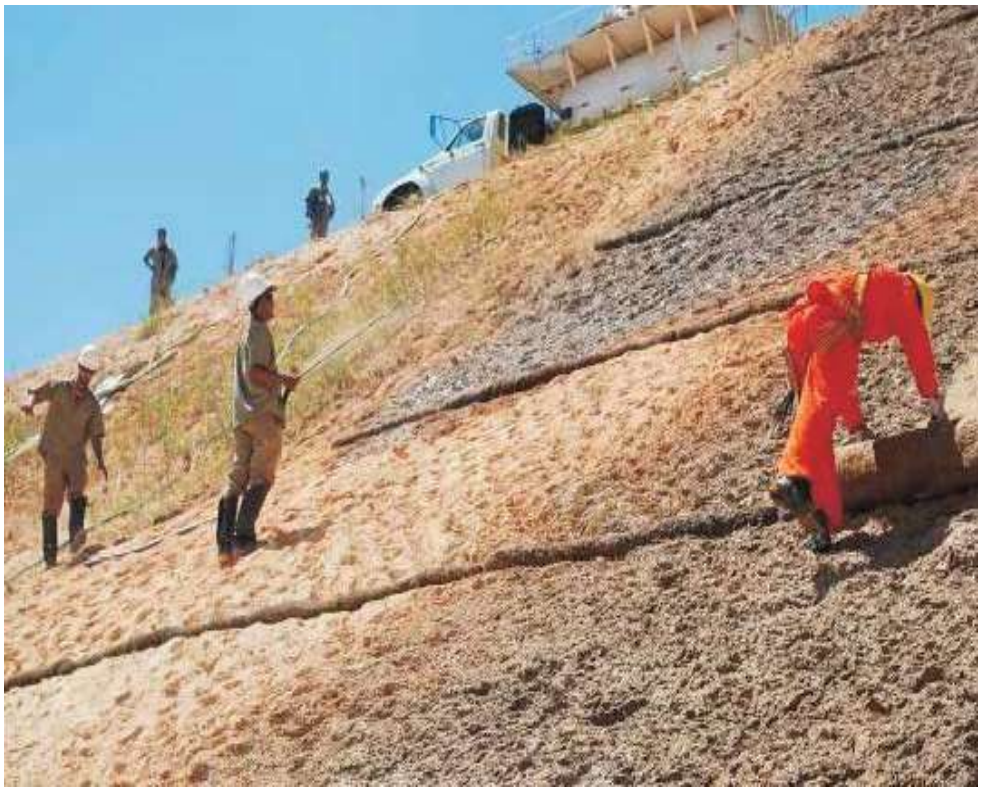

Figura 26 - Demonstração da Implantação da Hidrossemeadura em Talude de Cortes com Leiras de Bermalonga (CBCN, 2010).

Entre os métodos de estabelecimento da vegetação, o único que pode ser usado em declives íngremes é a hidrossemeadura, porém, pode apresentar falhas devido às condições da superfície do solo e ao meio de lançamento da mistura (JUSTO, 1985).

A execução obedecerá as seguintes etapas:

- Análise química e física do solo a ser aplicado;
- Escarificação do solo para remover a camada oxidada;
- Aplicação da massa com equipamentos especiais;
- Fertilizações de cobertura e replantes até a total formação da camada vegetal que caracteriza a garantia dos serviços.

Na Tabela 2 a seguir são apresentadas as espécies sugeridas para o plantio através da hidrossemeadura:

Tabela 2 - Espécies Para Hidrossemeadura (DNIT, 2009).

Nome Popular	Nome Científico	Época de Plantio	Densidade (gr/m²)
Azevém perene	*Lolium perenne* (gramineae)	mar/mai	15
Cevadilha	*Bromus catharticus* (gramineae)	mar/mai	6
Capim de Rhodes	*Chlorys gayana* (gramineae)	set/out	6
Braquiária decumbens	*Brachiaria decumbes* (gramineae)	set/nov	5
Braquiária humidícola	*Brachiaria humidicola* (gramineae)	set/nov	8
Grama batatais	*Paspalum notatum* (gramineae)	abr/jun	5
Pensacola	*Paspalum saurae* (gramineae)	abr/jun;set/out	12
Festuca	*Festuca arundinaceae* (gramineae)	mar/mai	10
Ervilhaca	*Vicia sativa* (leguminosae)	mar/mai	30
Trevo vermelho	*Trifolium pratense* (leguminosae)	mar/mai	6
Trevo vesiculoso	*Trifolium vesiculosum* (leguminosae)	mar/jun	4
Soja perene	*Glycine wightii* (leguminosae)	set/out;jan/fev	4
Desmódio	*Desmodium intortum* (leguminosae)	set/out	3

Os principais fatores condicionantes da hidrossemeadura são de ordem técnica, como tempo de semeadura, componentes não vivos da mistura, tipo, qualidade e número de sementes. Fatores característicos do local como declividade, orientação, rugosidade e dureza do solo também condicionam a excelência da técnica.

As principais vantagens são: rapidez e economia para grandes áreas, eficácia para locais de difícil acesso e custos relativamente baixos.

As principais desvantagens são: necessidade de existência de fontes de água em abundância, necessidade de refazer possíveis falhas, utilização de número maior de sementes que em outras técnicas (semeio manual) e utilização de mão de obra especializada.

2.7 SISTEMA DRENANTES

Todas as encostas naturais estão sujeitas a intempéries continuamente. A variação das condições hidrológica é responsável muitas vezes pela instabilidade desses taludes.

Independente da solução adotada para estabilizar uma encosta, o controle das condições de drenagem é fundamental e se faz presente em todos os projetos (GEORIO, 2000).

A execução das obras de drenagem representa um dos procedimentos mais eficientes para a estabilização de todos os tipos de taludes, tanto nos casos em que a drenagem é utilizada como único recurso, quanto naqueles em que ela é um recurso adicional, utilizando conjuntamente com obras de contenção, retaludamento ou proteções diversas (IPT, 1991).

Os taludes devem ser projetados para resistir a uma chuva com tempo de retorno igual a 10 (dez) anos. Além disso, taludes que apresentem grande risco à vida devem ser analisados quanto a sua sensibilidade a variação do nível d'água em relação a situações mais adversas do que a prevista para uma chuva de tempo de retorno de 10 anos, levando o projetista a considerar a pior situação possível. (GEO, 1984).

Existem dispositivos de drenagem profunda e de superfície. Para drenagem profunda, usa-se DHP (Dreno Sub-horizontal Profundo). Os drenos de superfície são de paramento ou canaletas.

2.7.1 DRENAGEM SUBSUPERFICIAL

Projetos de drenagem subsuperficial de taludes têm por objetivo melhorar as condições de estabilidade, controlando a magnitude das pressões de água decorrentes ou não de processos de infiltração (GEORIO, 2000). Esses drenos conduzem a água ao paramento e as despejam em canaletas.

Os drenos horizontais profundos (DHPs) são formados por tubos de PVC providos de ranhuras ou orifícios de 1 ¼" a 2", em perfurações no solo de 2 ½" a 4". Esses tubos são perfurados e recobertos por geotêxtil ou por telas de náilon e possuem comprimento de 6 a 18 metros. A Figura 27 mostra um exemplo de dreno subsuperficial.

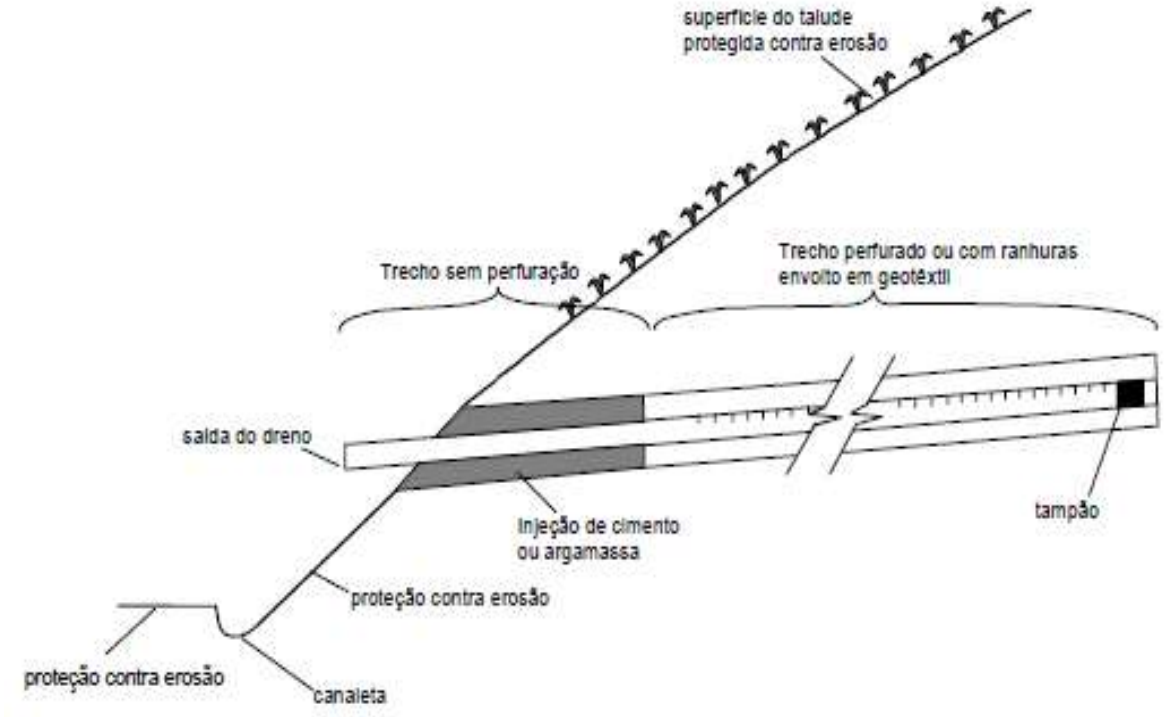

Figura 27 - Esquema de Instalação de Drenos Subsuperficial (GEORIO, 2000).

2.7.2 DRENAGEM SUPERFICIAL

O principal objetivo dos sistemas de drenagem superficial é captar o escoamento das águas superficiais e conduzi-las para local conveniente, garantindo a integridade do corpo da rodovia e o fluxo contínuo de veículos, com segurança.

Existem diversos dispositivos utilizados em sistemas de drenagem superficial, são eles: valetas de proteção de corte e aterro, sarjetas de corte e aterro, entrada d'água em aterro, descidas d'água em corte e aterro, oleira de dissipação, caixas coletoras, sarjetas de banqueta de corte e aterro, etc.

As valetas de proteção têm o objetivo de impedir que as águas captadas nos taludes atinjam a rodovia, evitando erosões e desestabilizações. Elas podem ter forma retangular ou trapezoidal, sendo a trapezoidal de maior eficiência hidráulica (Figura 28).

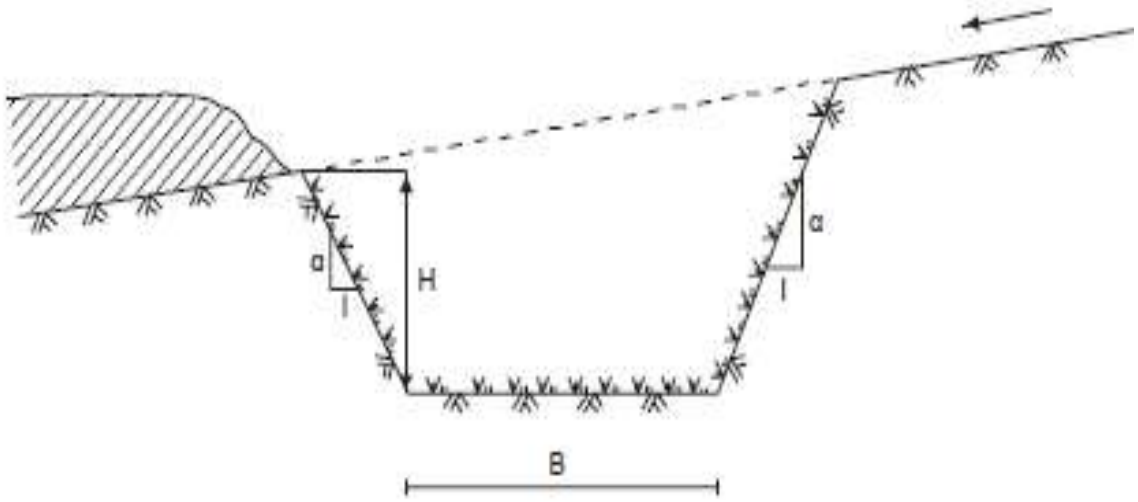

Figura 28 - Valeta de Proteção Trapezoidal (DNIT, 2006).

As sarjetas de corte e aterro têm como objetivo captar as águas provenientes de escoamento nos taludes e conduzi-las, longitudinalmente à rodovia, até um local apropriado. A descarga final pode ser feita tanto em saídas d'água ou em caixas coletoras de bueiro. As sarjetas de corte e aterro podem ter diversos tipos de seção, sendo mais comum a de forma triangular (Figura 29).

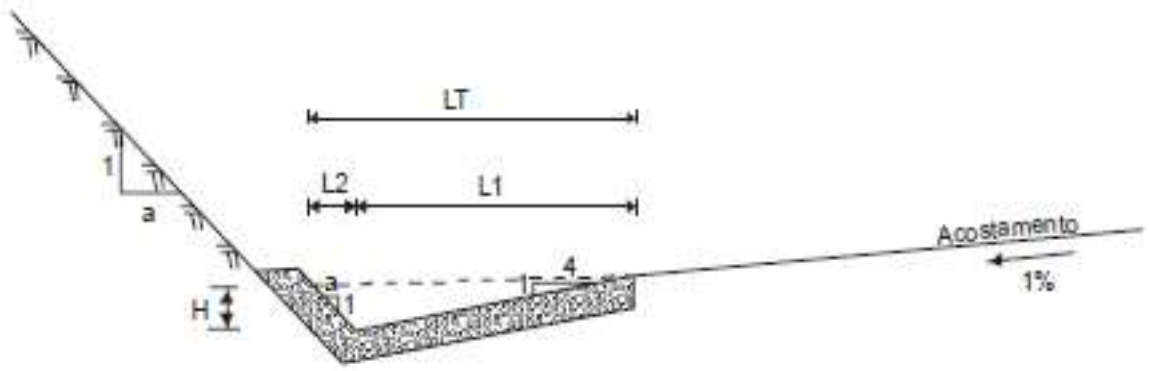

Figura 29 - Sarjeta de Corte e Aterro (DNIT, 2006).

As entradas d'água em aterro também denominadas saídas d'água são dispositivos que coletam as águas das sarjetas e conduz para as descidas d'água. Podem ser de dois tipos: simples e dupla. As simples são utilizadas quando é atingido o ponto crítico da sarjeta e junto ás pontes (Figura 30). Já a dupla é utilizada nos pontos baixos das curvas verticais côncavas (Figura 31).

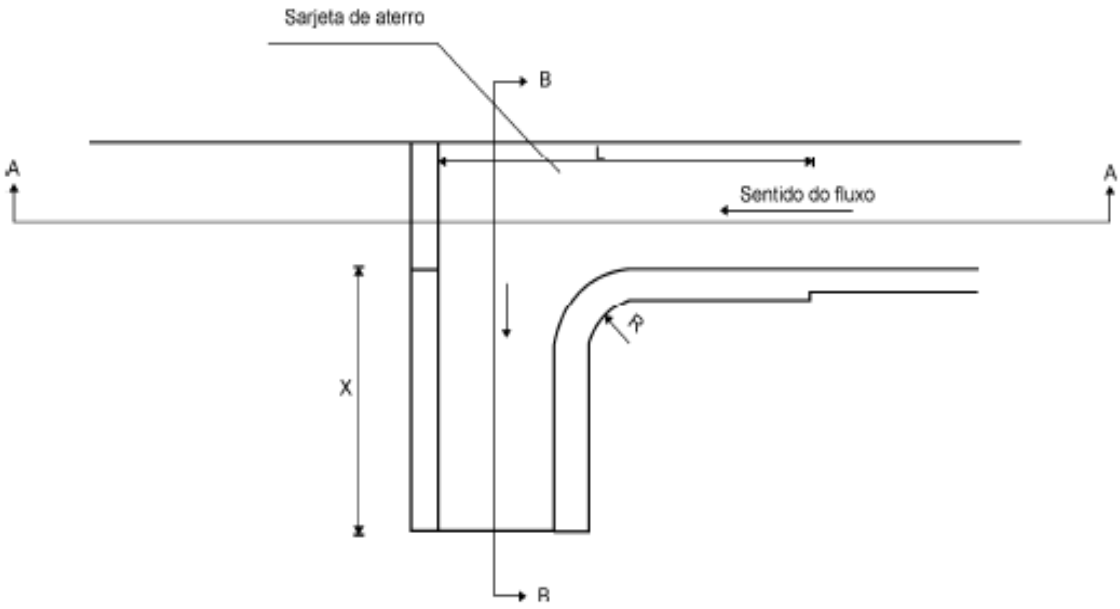

Figura 30 - Entrada D'água Simples (DNIT, 2006).

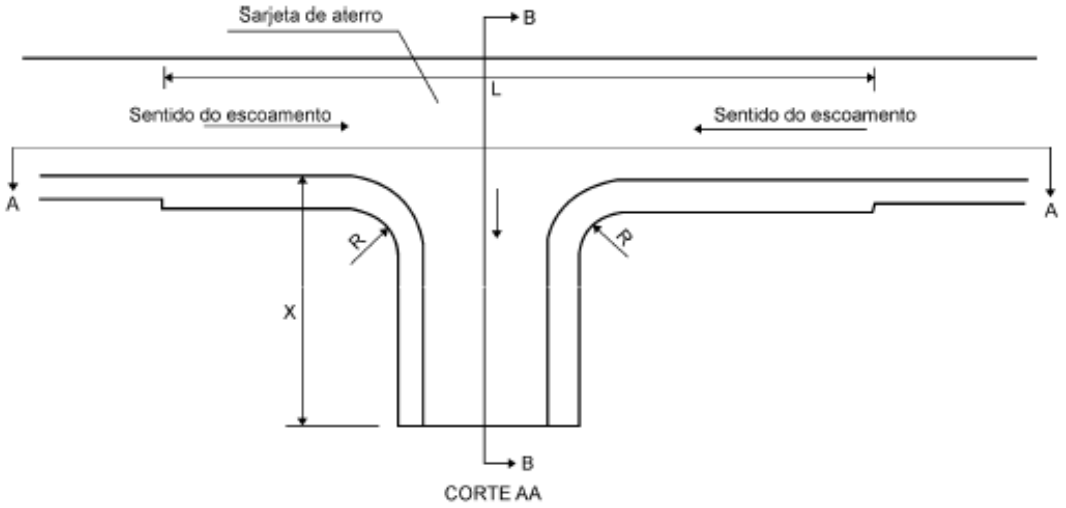

Figura 31 - Entrada D'água Dupla (DNIT, 2006).

As descidas d’água são dispositivos que objetivam conduzir as águas provenientes das sarjetas quando é atingido seu comprimento crítico e nos pontos baixos das curvas verticais côncavas, desaguando no terreno natural. Existem dois tipos de dispositivo de descida d’água: em degraus (Figura 32) e o rápido (Figura 33).

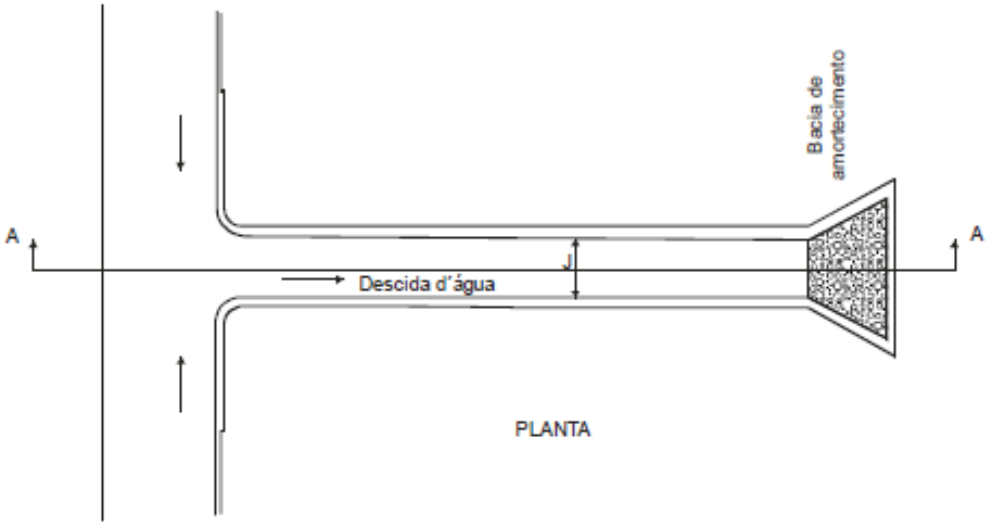

Figura 32 - Vista em Planta de uma Descida D'água Rápida (DNIT, 2006).

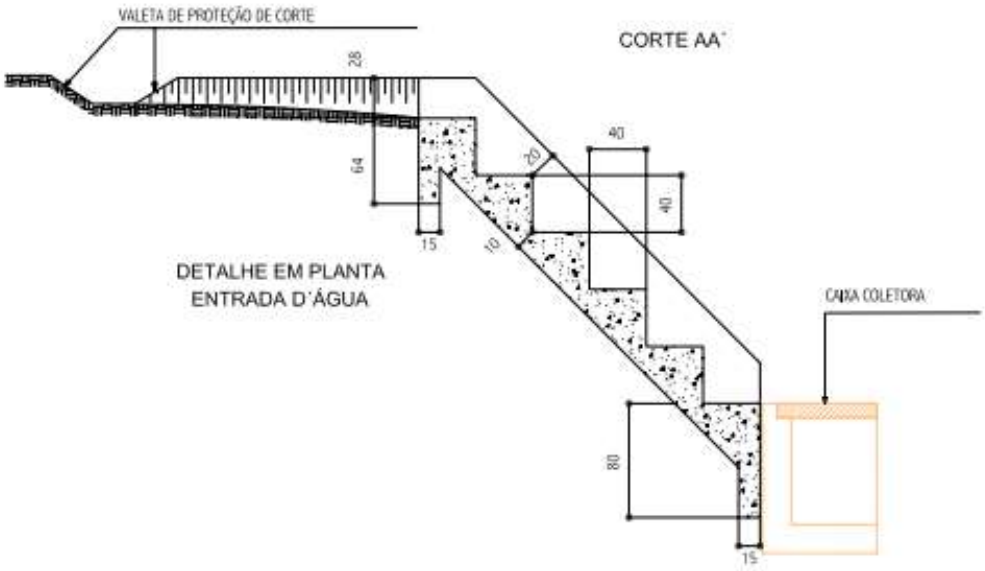

Figura 33 - Vista em Corte de Descida D'água em Degraus (DNIT, 2006).

Os dissipadores de energia são projetados para dissipar a energia proveniente do fluxo de água, reduzindo sua velocidade para que não ocorra erosão. Já as caixas coletoras têm por finalidade coletar as águas oriundas das sarjetas e das descidas, conduzindo-as para fora da estrutura rodoviária através dos bueiros.

As águas superficiais devem sempre ser conduzidas de forma mais linear possível, através dos diversos sistemas de drenagem superficial instalados no talude (GEORIO, 2000).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho caracteriza-se por ser um estudo de caso em que são apresentadas as principais características geográficas, geológicas e geotécnicas do local do deslizamento do talude rodoviário estudado, assim como a obtenção dos parâmetros utilizados e a definição da estrutura de contenção.

3.1 INTRODUÇÃO

Foi realizado o levantamento das diversas informações disponíveis sobre a localização geográfica, estudos topográficos, geológico e geotécnico do local em estudo.

De acordo com as informações obtidas, foram analisadas alternativas de estruturas de contenção que mais se adequavam às características locais. Assim, após definir a solução de contenção, elaborou-se dois projetos, um sem as informações dos estudos geotécnicos e outro utilizando-se das sondagens para melhor definir os parâmetros utilizados na análise.

Para a análise de estabilidade do talude em estudo, foi aplicado o método rigoroso de Morgenstern & Price (1965). As analises foram executadas com auxílio do programa SLOPE/W, pacote de software GeoStudio 2007, versão 7.10.

Para realizar o dimensionamento final da estrutura de contenção, utilizou-se de parâmetros obtidos através de correlações com os resultados dos ensaios geotécnicos e comparação com ensaios de cisalhamento direto realizados em locais próximos a ocorrência.

Por fim, foi feito uma comparação entre os custos do projeto que foi realizado sem os estudos geotécnicos e o projeto que foi feito utilizando-os.

3.2 LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

Os movimentos de terra em questão estão localizados ao longo de uma rodovia federal localizada no estado do Paraná, região Sul do Brasil. A região das ocorrências é denominada Vale da Ribeira e está situada na porção leste do estado, embutida entre as áreas elevadas da

Serra do Mar (a leste) e por escarpas devonianas (a oeste), no Primeiro Planalto Paranaense (Figura 34).

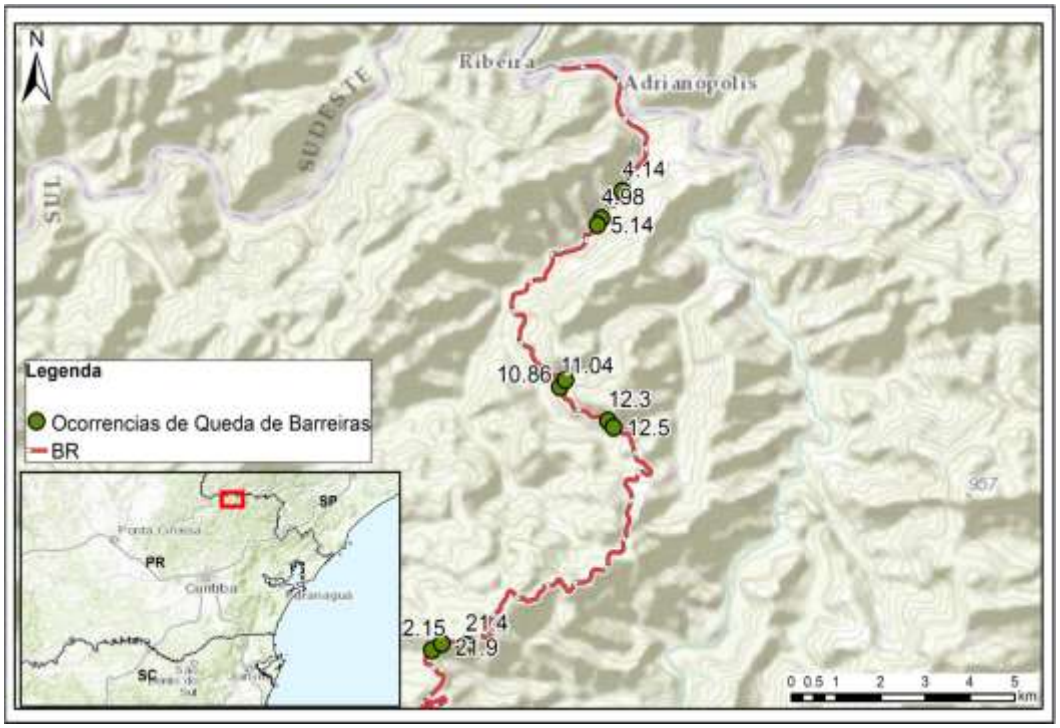

Figura 34 - Mapa de Situação da Área de Estudo.

3.3 GEOLOGIA LOCAL

Devido a ações conjuntas de processos morfogênicos, a região em questão evoluiu para um relevo que oscila entre ondulado e fortemente ondulado a montanhoso (DER).

De acordo com o atlas geológico do estado do Paraná (MINEROPAR, 2001), a evolução geológica do estado do Paraná iniciou-se há mais de 2.800 de anos. O estado é dividido em dois compartimentos geológicos distintos. Um denominado Escudo, que se localiza na parte leste do estado e engloba o local dos deslizamentos, e outro denominado Bacia do Paraná, localizado na parte oeste do estado (Figura 35).

Como o local dos deslizamentos pertence ao compartimento do Escudo Paranaense, ambos possuem as mesmas características geológicas. O escudo é formado por rochas cristalinas, ígneas e metamórficas, da Plataforma Sul-Americana, e recoberto a oeste pelas rochas sedimentares paleozoica da bacia (MINEROPAR, 2001).

Figura 35 - Compartimentos Geológicos do Estado do Paraná (MINEROPAR, 2001).

3.4 DESCRIÇÃO DA OCORRENCIA

Diversas ocorrências de deslizamentos aconteceram no período chuvoso da região ao logo do trecho rodoviário analisado, mas daremos ênfase para o deslizamento denominado km 1. Trata-se de uma instabilidade que ocorreu no talude de aterro, tendo provocado trincas, fendas e abatimento de parte da pista, inviabilizando o trafego (Figura 36).

Neste ponto, encontra-se um rio que passa bem próximo da pista (Figura 37). As enchentes ocorridas nesse rio devido às fortes chuvas que ocorreram na região é a provável causa da instabilidade no talude.

Figura 36 - Escorregamento e rompimento de parte da pista.

Figura 37 - Rio que passa ao lado da pista de rolamento no local do escorregamento.

3.5 LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS

Para se conhecer melhor as características físicas do local do escorregamento, foi realizado um levantamento topográfico do local. Os resultados são apresentados em seção do local do escorregamento (Figura 38) e em planta (Figura 39).

Como pode ser observado nas figuras, o talude que rompeu apresenta um desnível de 7,8 metros entre a pista de rolamento e o rio, e 22 metros de extensão.

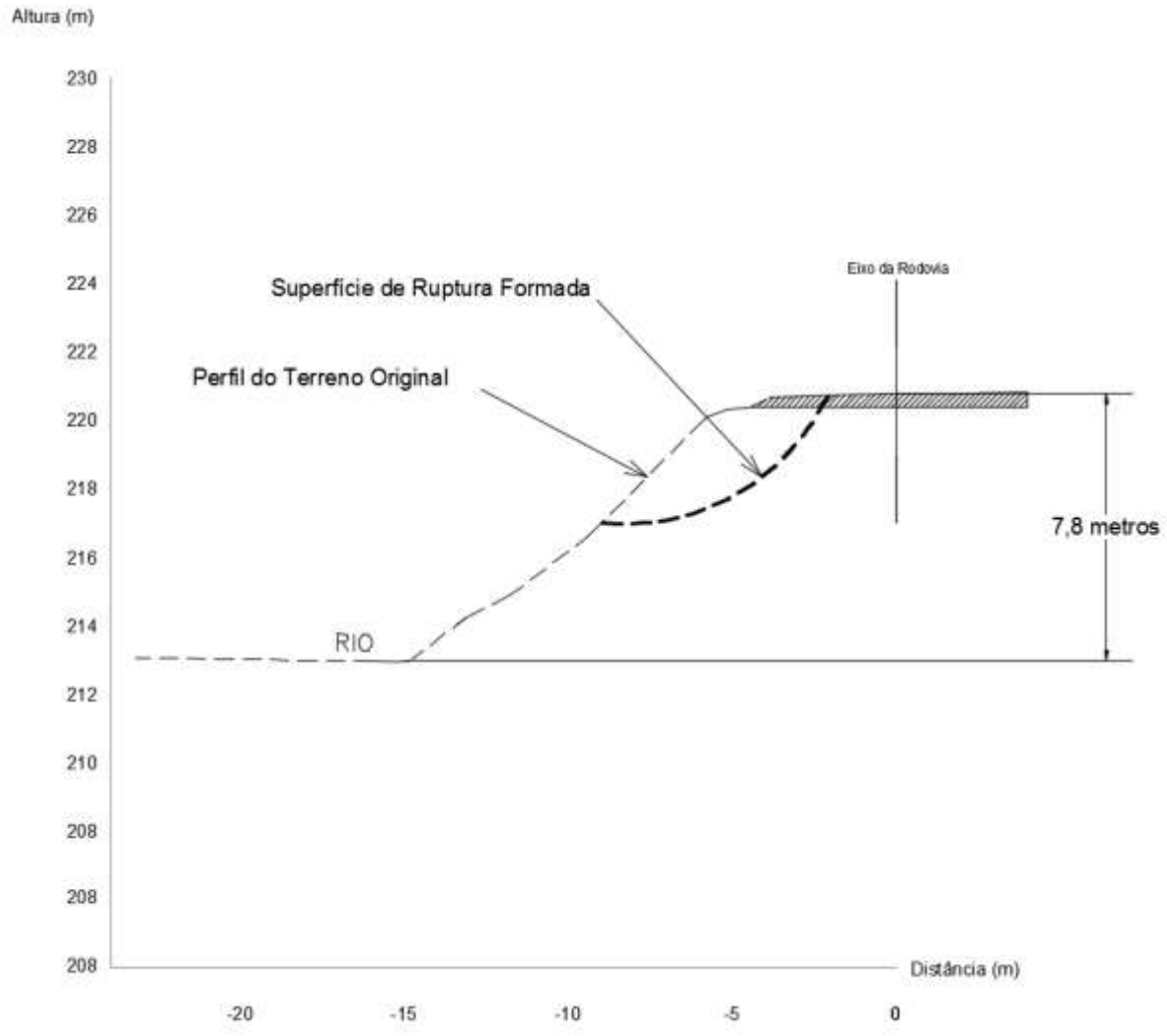

Figura 38 - Seção topográfica do local do escorregamento.

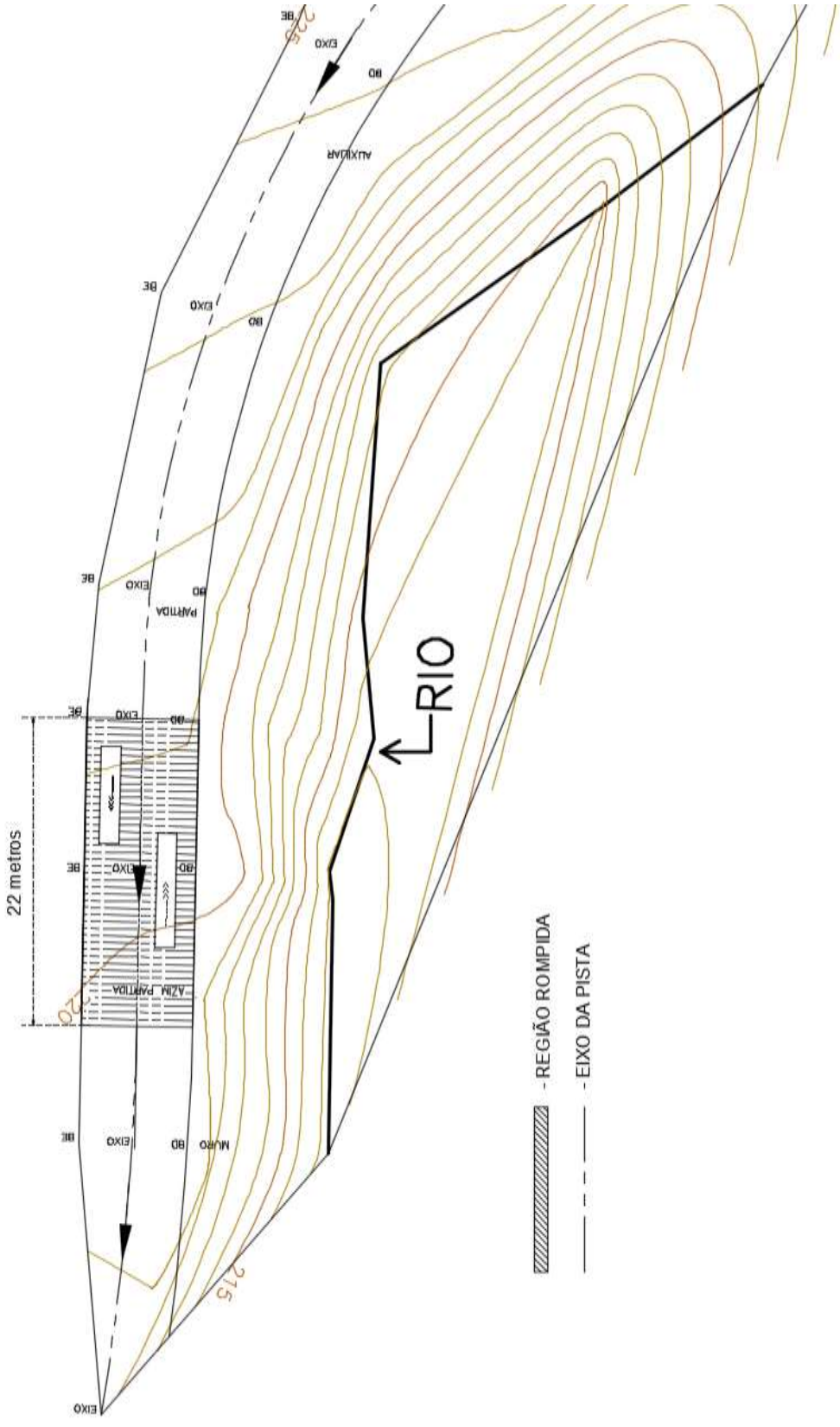

Figura 39 - Planta topográfica do local do escorregamento.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE DADOS

4.1 DEFINIÇÃO DO TIPO DE CONTENÇÃO

A definição da estrutura de contenção necessária para garantir a estabilidade do talude rodoviário foi feita com base nos dados obtidos na visita de campo, nos estudos geológico, nos levantamentos topográficos e, posteriormente, confirmada através dos ensaios geotécnicos.

Inicialmente, duas alternativas de estruturas de contenção que mais se adequaram às características do talude em questão foram propostas. São elas:

a) Muro de gabiões e reaterro da área afetada;
b) Cortina atirantada.

Ambas as soluções servem como contenção aos esforços gerados pelo aterro rodoviário e também como proteção às enchentes que ocorrem no rio local. Ao analisar, porém, as características físicas obtidas através do levantamento topográfico, descarta-se a possibilidade de se executar o muro de gabiões devido à altura do talude (7,8 metros) e ao espaço necessário para sua implantação.

Definiu-se, assim, como solução de contenção para o aterro rodoviário, uma cortina atirantada.

4.2 PROJETO 1

Como se tratava de uma obra emergencial que possuía apenas 180 dias para que fosse feito o projeto, a execução e a entrega, foi inicialmente realizado um projeto denominado "Projeto 1" de uma solução de contenção sem a realização de sondagens, para que, assim, a obra fosse iniciada enquanto eram realizados os ensaios necessários.

Para a realização do projeto, levou-se em conta apenas os resultados da topografia, a visita feita por engenheiros experientes no local do escorregamento e a comparação com obras de contenção que já haviam sido feitas próximo ao local.

Como foi mostrado no item 4.1, a estrutura de contenção que mais se adequou às características locais foi uma cortina atirantada. Assim, foi projetado uma cortina atirantada com fundação em estaca raiz, pois essa solução já havia sido realizada em ponto próximos ao local do escorregamento.

De acordo com as características do talude indicadas na topografia, a cortina foi projetada com 5 metros de altura e 50 metros de comprimento divididos em três painéis (A = 30 metros, B = 12 metros e C = 8 metros).

Devido ao espaçamento necessário entre os tirantes, foram projetadas duas linhas de tirantes, totalizando 46 tirantes (espaçamento horizontal entre linhas de tirantes de 2,4 metros). O comprimento do trecho livre dos tirantes é variável e, de acordo com Ostemayer (1976), não deve ser inferior a 5 metros, de modo que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasione aumento da pressão de contato sobre a cortina. O comprimento do trecho ancorado estimado foi de 10 metros e os tirantes possuem inclinação de 15^{o} com a horizontal. Esses valores de comprimento e espaçamentos foram definidos com base em cortinas que já haviam sido realizadas em locais próximos ao estudado.

A espessura projetada para a cortina foi de 0,31 metros para que as estacas utilizadas, que também possuem diâmetro de 0,31 metros, fiquem embutidas dentro da cortina. Foram projetadas também duas vigas de coroamento na mesma linha dos tirantes, que servem como travamento da estrutura, assegura a transmissão de esforços por toda a cortina e servem de apoio à aplicação das ancoragens

A fundação em estaca raiz foi projetada com um comprimento máximo de 6 metros e diâmetro de 31 cm. O espaçamento entre eixos das estacas foi de 60 cm, assim como em obras que já haviam sido realizadas em locais próximos e que utilizaram essa mesma solução de contenção.

A seguir são apresentados os dados da estrutura projetada (Tabela 3) e seus detalhes em seção (Figura 40) e em planta (Figura 41).

Tabela 3- Dados da Cortina Atirantada com Fundação em Estaca raiz (Projeto 1).

Dados da Cortina Atirantada	
Número total de tirantes	46
Comprimento do trecho ancorado	10 metros
Comprimento aproximado do trecho livre	5 metros
Espaçamento entre linhas de tirantes	2,4 metros
Número de tirantes da primeira linha	24
Número de tirantes da segunda linha	22
Comprimento total dos tirantes	690 metros
Espessura da cortina	0,31 metros
Dados das Estacas Raiz	
Diâmetro das estacas	0,31 metros
Comprimento de cada estaca	6 metros
Espaçamento entre eixos de estacas	0,6 metros
Número total de estacas	78

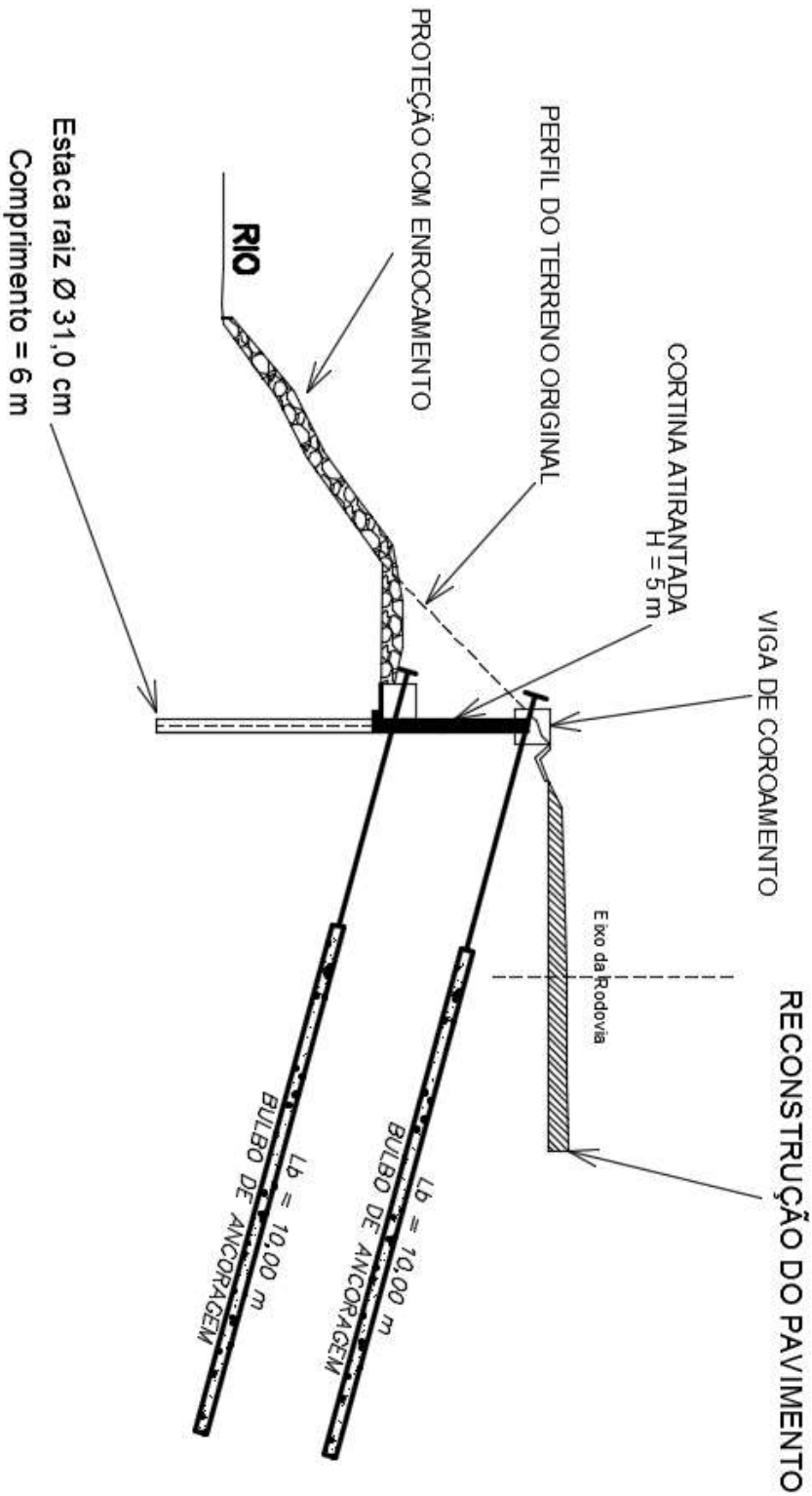

Figura 40 - Seção típica do Projeto 1.

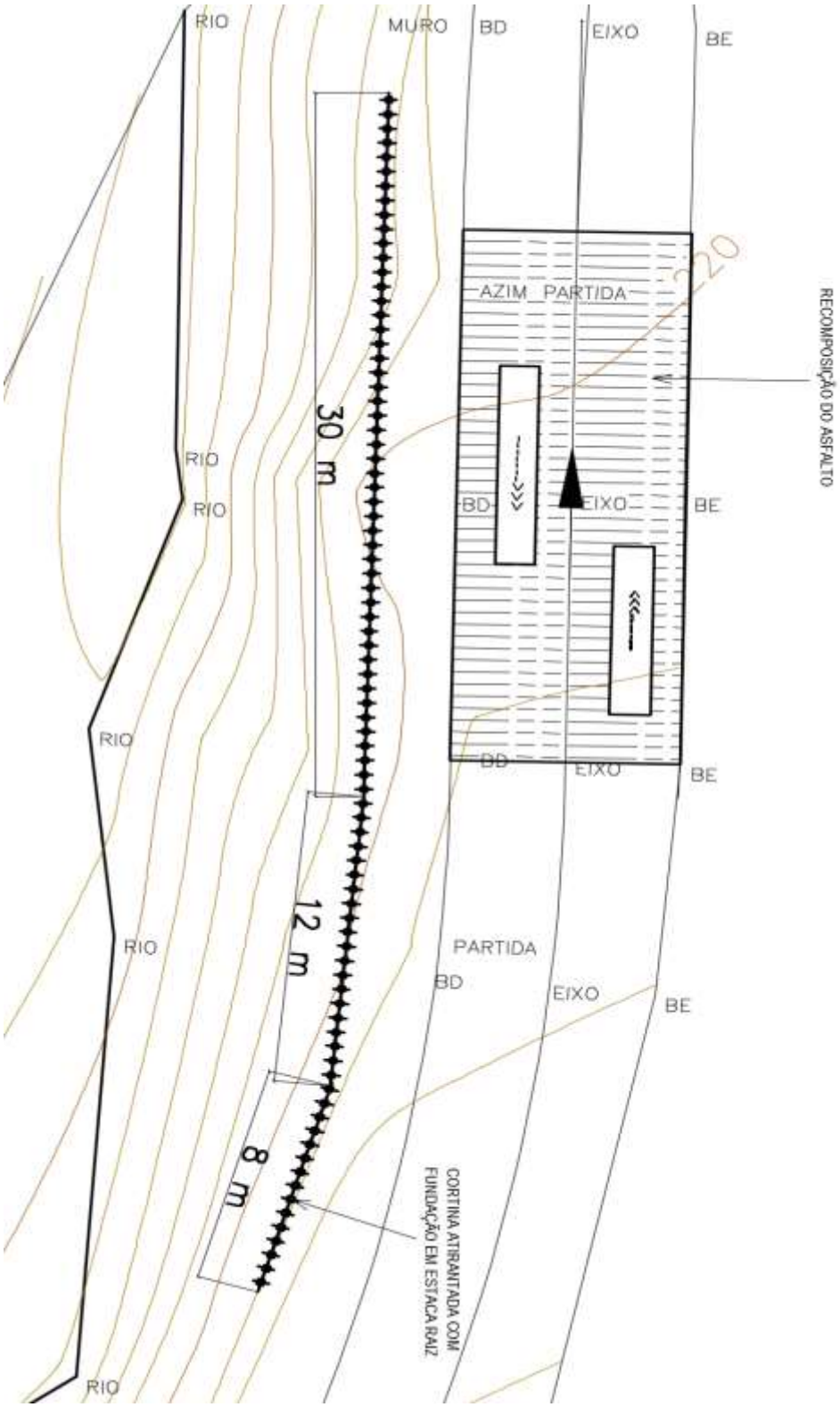

Figura 41 - Projeto 1 em planta.

4.3 PROJETO 2

Durante a realização do projeto 1 para que as obras pudessem ser iniciadas, foi elaborado um plano de sondagens mistas (SPT + rotativa) e ensaios de cisalhamento direto.

Com os resultados obtidos, realizou-se um projeto executivo final denominado "Projeto 2". Foi possível ajustar melhor os parâmetros geotécnicos utilizados na análise e fazer as correções necessárias no dimensionamento da estrutura de contenção. O método utilizado no dimensionamento da cortina atirantada foi o método Brasileiro de Atirantamento (1957) desenvolvido pelo professor Antônio José da Costa Nunes.

Para a definição dos parâmetros de resistência do solo foram utilizadas correlações da literatura para a obtenção de parâmetros a partir do número N_{SPT} do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), além dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em locais próximos ao escorregamento estudado.

Por fim, foi feito a análise de estabilidade da estrutura de contenção projetada, encontrando um fator de segurança acima do mínimo estabelecido por norma.

4.3.1 ENSAIOS GEOTÉCNICOS

A fim de adquirir informações para definição das camadas do solo, nível freático e parâmetros geotécnicos, foi elaborado um plano de sondagem mista. A sondagem foi definida para que fosse feita ao lado da pista de rolamento e no local do escorregamento (Figura 42).

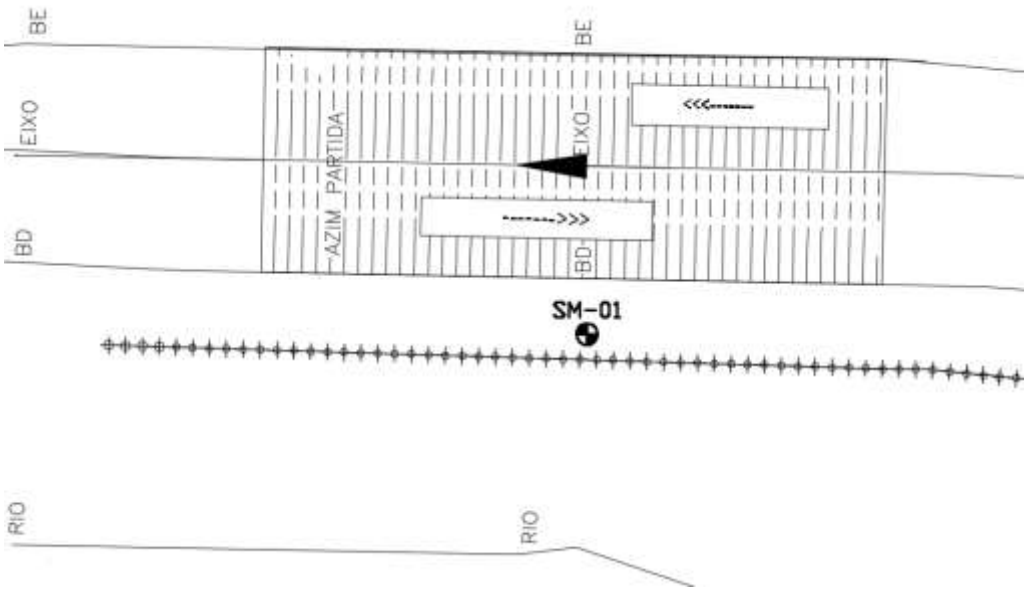

Figura 42 - Localização programada da sondagem mista SM-01.

Dessa forma, foi realizado uma sondagem à percussão + rotativa, com profundidade de 6,37 metros, no local do escorregamento. A Figura 43 mostra o boletim do ensaio SPT.

Com base nos resultados da sondagem, constatou-se que o solo apresenta duas camadas bem distintas. A primeira vai de 0 a 3,45 metros e é constituída de um silte argiloso com areia fina, marrom e muito mole. Já a segunda vai de 3,45 até o limite da sondagem e é constituída de um filito marrom acinzentado medianamente alterado e extremamente fraturado. Como pode ser observado no boletim, encontrou-se o nível do lençol freático a 6 metros de profundidade.

Quanto aos valores do número de golpes do ensaio *Standard Penetration Test* (N_{SPT}), a análise do boletim permite concluir que a resistência à penetração do solo aumenta com a profundidade. A partir da segunda camada inicia-se o ensaio rotativo pois encontra-se um material impenetrável. Foi considerado para essa camada um SPT de 40 golpes. A Tabela 4 mostra os valores máximos do N_{SPT} para cada camada definida na sondagem.

Tabela 4 - Camadas do solo obtidas através do furo SM-01 no Km 1.

Camadas (metros)	Tipo de Solo	N_{SPT}
0 – 3,45	Silte argiloso com areia fina, marrom e muito mole	4
3,75 – 6,37	Filito, marrom acinzentado, medianamente alterado e extremamente fraturado.	40

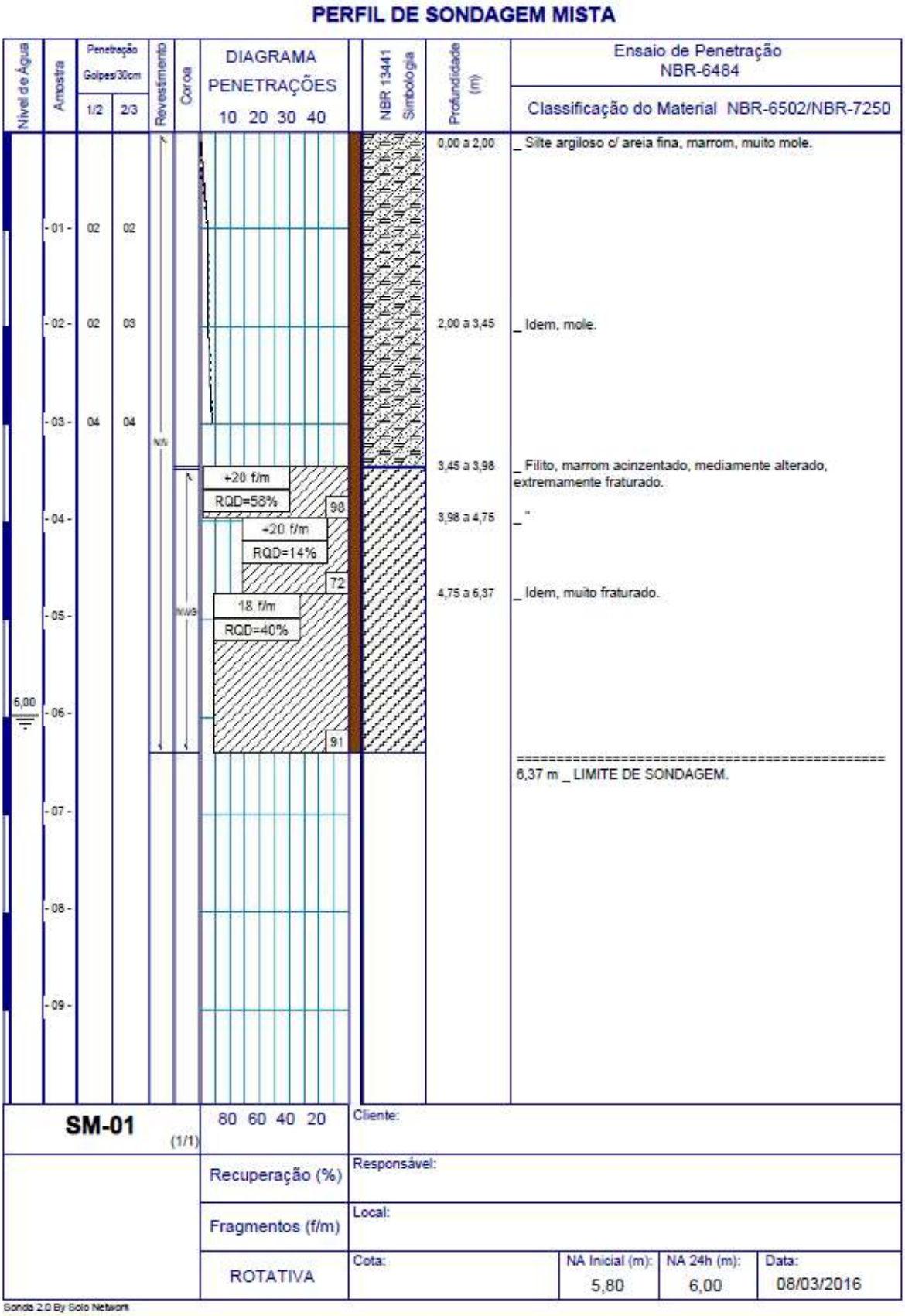

Figura 43 - Sondagem SM-01 realizada no Km 1.

4.3.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO

A partir das informações da sondagem, foi criado um modelo geotécnico representativo para o trecho em questão. Os parâmetros de resistência do solo foram baseados no ensaio SPT e em ensaios de cisalhamento direto que já haviam sido realizados no km 0 e no km 2.

Os resultados de tensão-deslocamento e envoltórias de resistência do ensaio, respectivamente, para o km 0, estão apresentados no Anexo A, Figura 48. Para a envoltória de pico foi obtido um ângulo de atrito de 30,6º e uma coesão de 5,0 kPa.

Os resultados de tensão-deslocamento e envoltórias de resistência do ensaio, respectivamente, para o km 2, estão apresentados no Anexo A, Figura 49. Para a envoltória de pico foi obtido um ângulo de atrito de 31,0º e uma coesão de 1,90 kPa.

Os resultados do valor do ângulo de atrito efetivo encontrados através dos ensaios de cisalhamento para cada camada do solo estão mostrados na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores do ângulo de atrito encontrado nos ensaios de cisalhamento para cada camada.

Camadas	1	2
Ensaio cisalhamento km 0	30 º	30 º
Ensaio cisalhamento km 2	31 º	31 º
Média Ensaios	**30,5 º**	**30,5 º**

Foram usadas também correlações nacionais e internacionais, apresentadas na Tabela 6, para a obtenção do ângulo de atrito efetivo a partir do número de golpes do ensaio SPT. Estas correlações foram criadas a partir de ensaios com materiais puramente friccionais e, como os materiais encontrados no local possuem as parcelas friccionais e coesiva, devem ser ajustados os parâmetros para melhor representar sua natureza cisalhante.

Tabela 6 - Correlações de ângulo de atrito a partir do ensaio SPT.

Origem	Autor	Equação
Internacionais	Peck, Hanson e Thornburn (1953)	$\varphi' = 25.25° * \left[2 - \exp\left(\frac{-N_{45}}{62}\right)\right]$
	Kishida (1967)	$\varphi' = 15° + (20N_{72})^{0.5}$
Nacionais	Godoy (1983)	$\varphi' = 28° + 0{,}4N$
	Teixeira (1996)	$\varphi' = \sqrt{20N} + 15°$

Os resultados encontrados para o valor do ângulo de atrito obtido através das correlações estão mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 – Resultados das correlações entre o Nspt e o ângulo de atrito efetivo.

Camada	1	2
Nspt	4	40
Peck, Hanson e Thornburn (1953)	28 º	39 º
Kishida (1967)	24 º	43 º
Godoy (1983)	30 º	44 º
Teixeira (1996)	24 º	43 º
Média Correlações	**26 º**	**42 º**

Considerou-se como valor final a média entre os valores encontrados para cada camada do solo, com peso de 0,7 para a média dos resultados dos ensaios de cisalhamento e 0,3 para a média dos resultados das correlações com o Nspt. Os resultados finais encontrados para o valor de ângulo de atrito efetivo do solo (φ) estão representados na Tabela 8.

Tabela 8 - Resultado final para o ângulo de atrito efetivo.

Camada	1	2
Média Ensaios	30,5 º	30,5 º
Média Correlações	26 º	42 º
0,3 x (média correlações) + 0,7 x (média ensaios)	**29 º**	**34 º**

O valor da coesão do solo para cada camada estudada foi determinado levando-se como referência o ensaio de cisalhamento direto realizado, a visita feita no local da obra, e a Tabela 9, apresentada por LOOK (2014).

Tabela 9 - Parâmetros de resistência drenada de solos coesivos (LOOK, 2014).

Descrição do Solo / Estado	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (grau)
Mole - orgânico	5-10	10-20
Mole – não orgânico	10-20	15-25
Rija	20-50	20-30
Dura	50-100	25-30

O valor da coesão encontrado no ensaio de cisalhamento direto no Km 0 foi de 5 kPa e no km 2 foi de 1,9 kPa. Optou-se por considerar o valor da coesão igual a 5 kPa para as duas camadas estudadas do solo, pois de acordo com a visita realizada no local do escorregamento e a Tabela 9, o material possui uma parcela coesiva expressiva.

O valor do peso especifico efetivo do solo foi determinado a partir dos valores aproximados da Tabela 10 e da Tabela 11 (Godoy, 1972), em função da consistência da argila e da compacidade da areia, respectivamente. Os estados de consistência de solos grossos são dados em função do índice de resistência à penetração Nspt, de acordo com a NBR 7250/82.

Tabela 10 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 11 - Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Ao comparar os dados encontrados no ensaio SPT com os valores das tabelas apresentadas, definiu-se um peso específico do solo (**γ)** de 16,5 N/m³ para a primeira camada e de 18 N/m³ para a segunda camada.

Assim, foram definidos todos os parâmetros geotécnicos necessários para realizar uma análise de estabilidade mais realista. Os parâmetros de cada camada do solo estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros de resistência definitivos.

Camadas (metros)	**Tipo de Solo**	**c' (kPa)**	**φ' (º)**	**γ (N/m³)**
0 – 3,45	Silte argiloso com areia fina, marrom e muito mole	5	29	16,5
3,75 – 6,37	Filito, marrom acinzentado, medianamente alterado e extremamente fraturado	5	34	18

4.3.3 DEFINIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA (FS)

De acordo com a NBR 11.682/09, a definição do valor do fator de segurança depende do grau de risco de perdas econômicas e de vidas humanas.

Como a estrutura a ser executada se refere a uma rodovia, considerou-se o grau de segurança alto, tanto no quesito vidas humanas, quanto em perdas materiais e ambientais. A seguir, apresentam-se os trechos da NBR em questão na qual foi enquadrada a presente situação:

- Grau de segurança alto para vidas humanas: rodovias de tráfego intenso;
- Grau de segurança alto para perdas materiais e ambientais: obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais.

Para essas situações, portanto, a norma determina o $FS_{mín}$ de 1,5.

4.3.4 SOBRECARGAS ATUANTES

A sobrecarga considerada na elaboração do projeto da estrutura de contenção e na análise de estabilidade do talude é de 20 kN/m^2, referente aos veículos que passam na rodovia.

4.3.5 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA ATIRANTADA FINAL

Para se realizar o dimensionamento da cortina foram usadas as equações do método brasileiro de Atirantamento desenvolvido pelo professor Antônio Jose da Costa Nunes. No método Brasileiro arbitra-se o fator de segurança e, em função deste valor, chega-se ao valor da força de ancoragem a ser exercida pelo tirante para garantir que tal fator de segurança seja alcançado. O esquema das forças envolvidas foi mostrado na Figura 18, assim como a descrição das variáveis adotadas. A Figura 44 mostra as forças envolvidas no cálculo da cunha a ser equilibrada para se obter o número e o espaçamento dos tirantes.

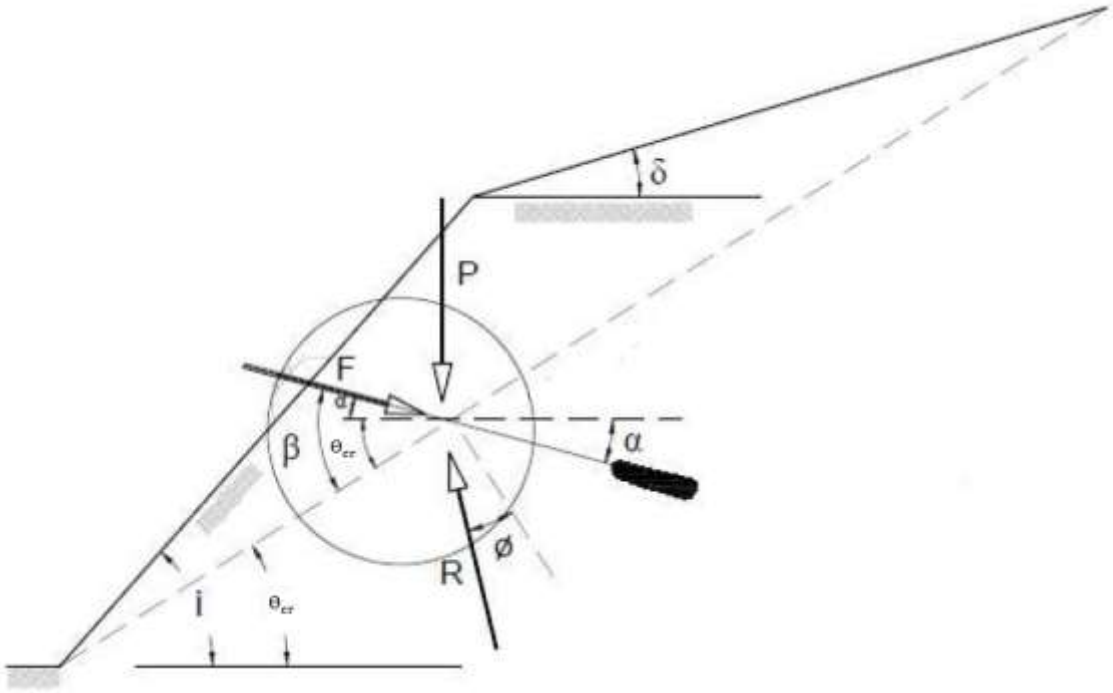

Figura 44 - Forças envolvidas no cálculo pelo Método Brasileiro (DANZIGER, 1998).

O primeiro passo para o dimensionamento é o cálculo ângulo do plano critico de deslizamento (Θ_{cr}) através da equação (4.1):

$$\Theta_{cr} = \frac{90^o + 29^o}{2} = 59{,}5^o \quad \textbf{(4.1)}$$

Adotou-se como ângulo de inclinação do tirante (α) o valor de 15º. Assim, de acordo com a equação (4.2), temos:

$$\beta = \alpha + \Theta_{cr} = 15^o + 59{,}5^o = 74{,}5^o \quad \textbf{(4.2)}$$

A força devida ao peso da cunha de deslizamento é obtida multiplicando-se a área da cunha pelo peso especifico do solo. Essa área está representada na Figura 45, e equivale a 11,5 m^2.

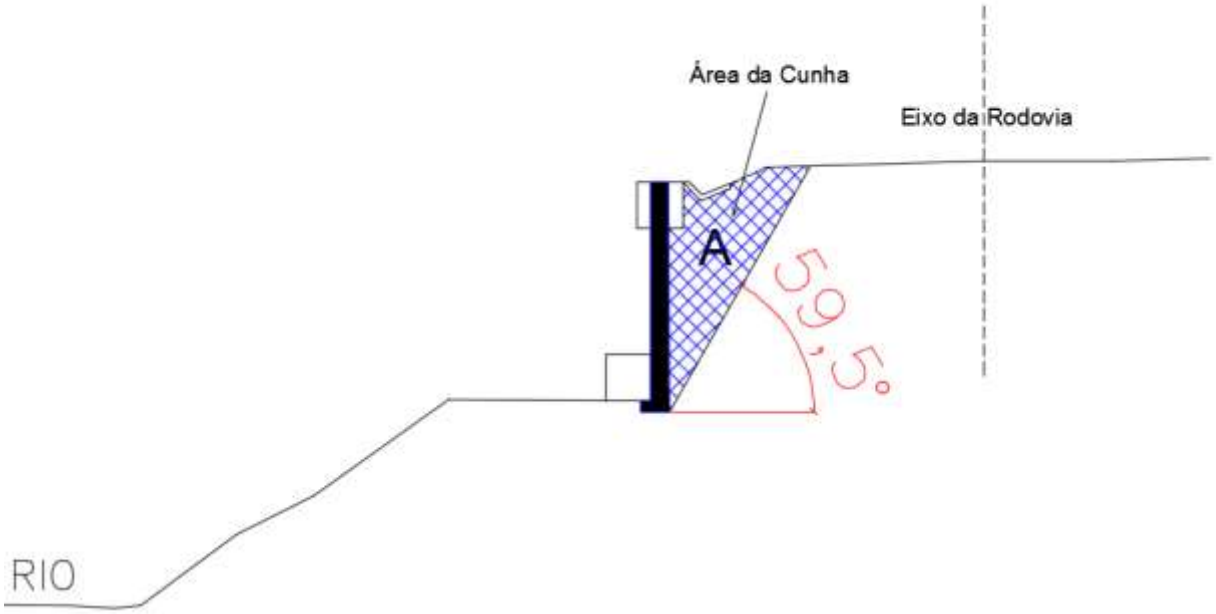

Figura 45 - Área do Talude.

Assim, o peso da cunha de solo e o comprimento do plano da cunha de deslizamento podem ser calculados através da equação (4.3) e da equação (4.4), respectivamente.

$$P = A \cdot \gamma = 11{,}5 \cdot 16{,}5 = 189{,}75\ kN/m \tag{4.3}$$

$$L = \frac{H}{sen\Theta_{cr} - cos\Theta_{cr} \cdot tg\delta} = \frac{5}{sen(59{,}5) - \cos(59{,}5) \cdot tg(5^o)} = 6{,}12\ m \tag{4.4}$$

O próximo passo é calcular o fator de segurança mínimo, que é obtido através da equação (4.5).

$$FS_{\min} = \frac{c \cdot L \cdot cos\phi}{P \cdot sen(\Theta_{cr} - \phi)} = \frac{5 \cdot\ 6{,}12 \cdot\ cos(29^o)}{190 \cdot \text{sen}\ (59{,}5^o - 29^o)} = 0{,}277 \tag{4.5}$$

Este resultado indica que para se atingir o fator de segurança exigido para a obra e garantir a estabilidade do talude será necessário conter o talude através de uma contenção.

Com esses dados pode-se calcular o valor de λ, que representa a relação entre o fator de segurança desejado para o talude e o fator de segurança mínimo relativo ao plano critico de deslizamento (equação 4.6).

$$\lambda = \frac{\mathrm{FS_{desejado}}}{FS_{min}} = \frac{1{,}5}{0{,}277} = 5{,}42 \quad \textbf{(4.6)}$$

Agora, pode-se calcular a força de ancoragem total (F) que será necessária para conter o talude, como mostra a equação (4.7).

$$\mathrm{F} = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{sen(\Theta_{\mathrm{cr}} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} = 112{,}6\ kN/m \quad \textbf{(4.7)}$$

O número de tirantes (Nt) é determinado dividindo-se a força de ancoragem multiplicada pelo espaçamento horizontal entre tirantes pela carga de trabalho permanente dos tirantes (F_{adm}). De acordo com a Figura 19, o número de tirantes recomendado para a cortina é igual a 2.

Para o dimensionamento, foram adotados tirantes em barras, da RESINEX, tipo RT-04, com diâmetro de 26 mm e carga de trabalho permanente de 204 kN, conforme mostra a Tabela 13 fornecida pelo fabricante. O catálogo com todas as características técnicas fornecidas pelo fabricante se encontra no Anexo B.

Tabela 13 - Características do tirante fornecidas pelo catalogo RESINEX.

Categoria	Diâmetro Efetivo (mm)	Seção (mm^2)	Força de Ruptura (kN)	Carga Provisória (kN)	Carga Permanente (kN)
RT-04	26,22	539	438	237,6	204,0

Assim, pode-se calcular o espaçamento horizontal necessário entre cada linha de tirante através da equação (4.8).

$$\mathrm{e_h} = \frac{F_{adm} \cdot \mathrm{Nt}}{\mathrm{F}} = \frac{200 \cdot 2}{112{,}6} = 3{,}55\ metros \quad \textbf{(4.8)}$$

Adotou-se, então, um espaçamento horizontal entre os tirantes de 3,5 metros. Com esse resultado, é possível saber o número total de tirantes para cada linha. De acordo com o comprimento do trecho a ser contido e com os dados topográficos, foi calculado um total de 32 tirantes, sendo 17 na primeira linha e 15 na segunda linha.

Definido o número de tirantes, foi verificado o comprimento necessário do bulbo de ancoragem, através do método proposto por JOPPERT JR. (2007), que é mostrado na equação (4.9):

$$R_{rup} = 9{,}2 \cdot N_{spt} \cdot Ø \cdot L_{nec} \cdot K \quad \textbf{(4.9)}$$

Onde:

R_{rup} - carga de ruptura do tirante;

N_{spt} - número médio de SPT na região de implantação do bulbo de ancoragem;

Ø - é o diâmetro do tricone em metros (Tabela 14);

L_{nec} - comprimento do bulbo de ancoragem do tirante em metros;

K – coeficiente que depende do tipo de solo (Tabela 15).

Tabela 14 – Características técnica dos tricones em função do tipo de solo (JOPPERT JR, 2007).

Tipo de solo	Ø Tricone (mm)	Ø Bits (mm)	β
Argila	110 a 150	4 – 5	90º
Silte	130 a 150	5 – 6	90º
Areia	130 a 180	6 – 8	45º

Tabela 15 - Coeficiente K em função do tipo de solo (JOPPERT JR, 2007).

Tipo de solo	K (tf/m²)
Argila / Silte	1,00
Argila pouco arenosa / Siltosa	0,60
Areia muito argilosa / Siltosa	0,40
Areia	0,30

O valor do comprimento do trecho ancorado do tirante vale:

$$43{,}8 = 9{,}2 \cdot 30 \cdot 0{,}15 \cdot L_{nec} \cdot 0{,}3$$

$$L_{nec} = 3{,}5 \text{ metros}$$

Assim, adotou-se um valor de 5 metros para o trecho ancorado, para que fique a favor da segurança.

Como foi visto na seção 4.2, de acordo com OSTERMAYER (1976), o comprimento do trecho livre (L_i) não deve ser inferior a 5 metros. Assim, determinou-se o comprimento do trecho livre como sendo variável, com no mínimo 5 metros e até atingir a camada de rocha fraturada mostrada na sondagem do solo.

Como foi indicado na sondagem, o solo local apresentou baixa capacidade de carga nos primeiros 2 metros, indicando a necessidade de se realizar uma fundação para a cortina projetada. Pela dificuldade de acesso e por ter capacidade de carga elevada, foi projetada uma fundação do tipo estaca raiz.

Inicialmente foi calculado o peso total da cortina (W_{cort}), considerando o peso especifico do concreto armado como sendo 25 kN/m^3 multiplicado pelo volume da cortina, conforme equação (4.10).

$$W_{cort} = \gamma_{conc} \cdot Vol_{cort} = 25 \cdot 15{,}5 = 287{,}5 \text{ kN} \quad \textbf{(4.10)}$$

Considerando que as estacas são espaçadas entre si em 2 metros, tem-se um total de 25 estacas. Assim, calcula-se a carga que cada estaca deve suportar, como mostra a equação a seguir:

$$W_{estaca} = \frac{W_{cort}}{n_{est}^{o}} = \frac{287{,}5}{25} = 11{,}5\ kN \quad \textbf{(4.11)}$$

Para o cálculo da capacidade de carga da estaca raiz, utilizou-se um método brasileiro especifico para estacas tipo raiz proposto pela BRASFOND (1991), em que os valores para capacidade de carga de ponta (q_p) e capacidade de carga lateral (q_l), dados em kN, são calculados através das seguintes equações:

$$q_p = \Delta \cdot N_p \cdot A_b \quad \textbf{(4.12)}$$

$$q_l = \sum \cdot A_l \cdot N_l \cdot \Delta l \cdot U \quad \textbf{(4.13)}$$

Onde,

Δ – valores indicados para cada tipo de solo (Tabela 16);

N_p – é a média dos N do ensaio SPT medidos na cota de apoio da estaca;

A_b – área da ponta da estaca (m^2);

A_l – índice de atrito lateral, vale 6 kN/m^2;

N_l – valor da resistência à penetração dinâmica obtida no ensaio SPT, em cada trecho analisado;

Δl – comprimento da estaca ao qual se aplica o número de golpes N_p (m);

U – perímetro da estaca (m).

Tabela 16 - Valores do coeficiente Δ (BRASFOND, 1991)

Tipo de Solo	Δ (kN/m^2)
Areia com pedregulhos	260
Areia	200
Areia siltosa	160
Areia argilosa	130
Silte arenoso	120
Silte argiloso	100
Argila arenosa	110
Argila siltosa	90

Decidiu-se, como critério de cálculo, desconsiderar a ponta da estaca como capacidade de suporte.

Para obter a capacidade de carga lateral, dividiu-se o solo em duas camadas. A primeira camada na profundidade de -3 a -4 metros, considerou-se o Nspt de 4 golpes. Já a segunda

camada de -4 a -6 metros considerou-se o Nspt de 15 golpes. O resultado da capacidade de carga de cada estaca é:

$$q_l = (6 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 0{,}97) + (6 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0{,}97) = 139{,}7 \text{ kN}$$

Esse resultado mostra que, para essa cota de assentamento das estacas, há uma capacidade de suporte 12 vezes mais que do é solicitado. Dessa forma, a fundação da cortina atirantada foi projetada a favor da segurança.

O comprimento da cortina foi o mesmo do realizado no Projeto 1 que, de acordo com as características do talude indicadas na topografia, possui 50 metros de comprimento divididos em três painéis (A = 30 metros, B = 12 metros e C = 8 metros) (Figura 41).

As estacas foram detalhadas com um comprimento de 3 metros. A seguir são apresentados os dados da estrutura projetada (Tabela 17) e seus detalhes em seção (Figura 46).

Tabela 17- Dados da Cortina Atirantada com Fundação em Estaca raiz (Projeto 2).

Dados da Cortina Atirantada	
Número total de tirantes	32
Comprimento do trecho ancorado	5 metros
Comprimento aproximado do trecho livre	5 metros
Espaçamento entre linhas dos tirantes	3,5 metros
Número de tirantes da primeira linha	17
Número de tirantes da segunda linha	15
Comprimento total dos tirantes	320 metros
Espessura da cortina	0,31 metros
Dados das Estacas Raiz	
Diâmetro das estacas	0,31 metros
Comprimento de cada estaca	3 metros
Espaçamento entre eixos de estacas	2 metros
Número total de estacas	25

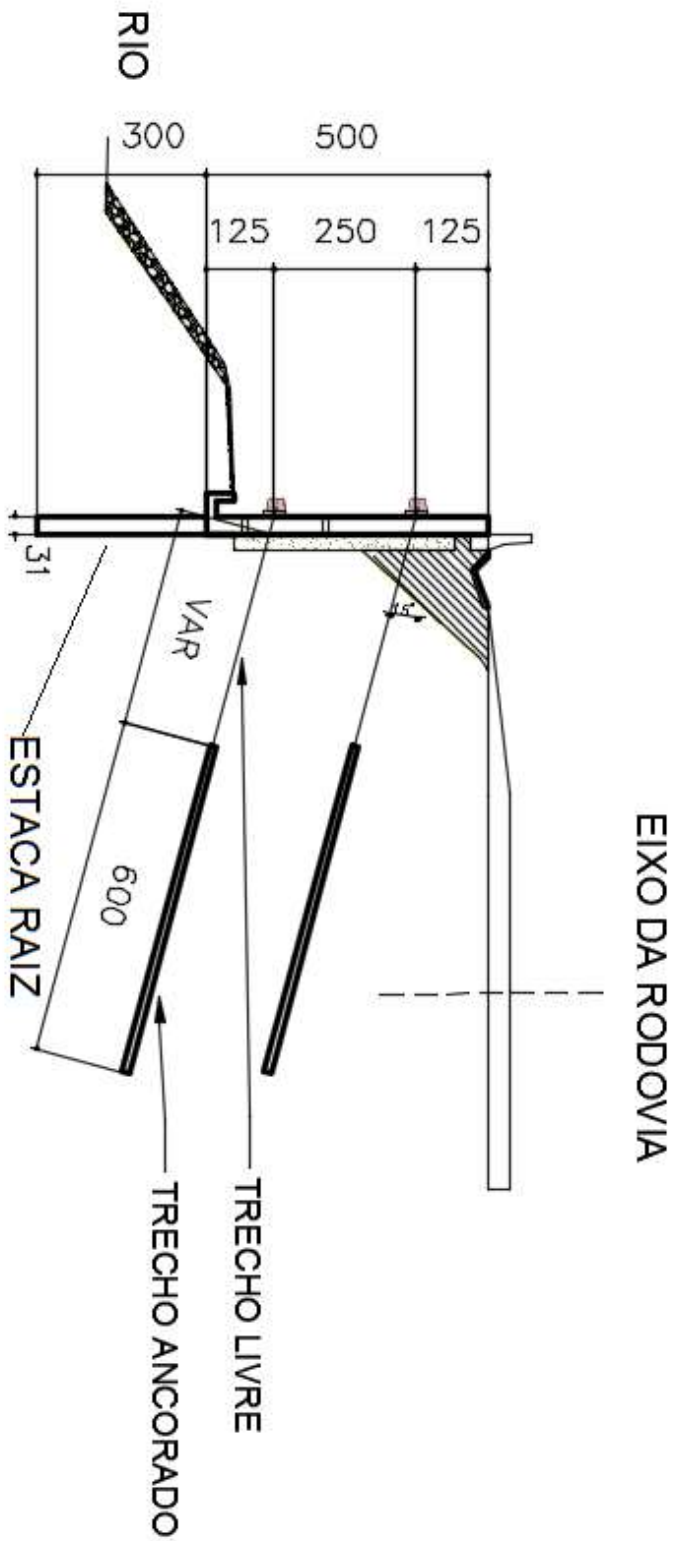

Figura 46 - Seção transversal da cortina atirantada com fundação em estaca raiz (cotas em cm).

4.3.6 ANALISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

De posse dos dados geométricos e dos parâmetros obtidos através do dimensionamento geotécnico dos tirantes pelo método brasileiro de Atirantamento (1957), realizou-se uma análise da estabilidade para verificação do fator de segurança do talude em estudo com a implantação dos tirantes.

Foi aplicado o método rigoroso de Morgenstern & Price (1965) com o auxílio do programa SLOPE/W, pacote de software GeoStudio 2007, versão 7.10. Foi considerado o nível do lençol freático encontrado na sondagem e a sobrecarga sobre a rodovia.

A superfície de ruptura crítica foi gerada automaticamente de forma aleatória. O resultado encontrado se encontra na Figura 47.

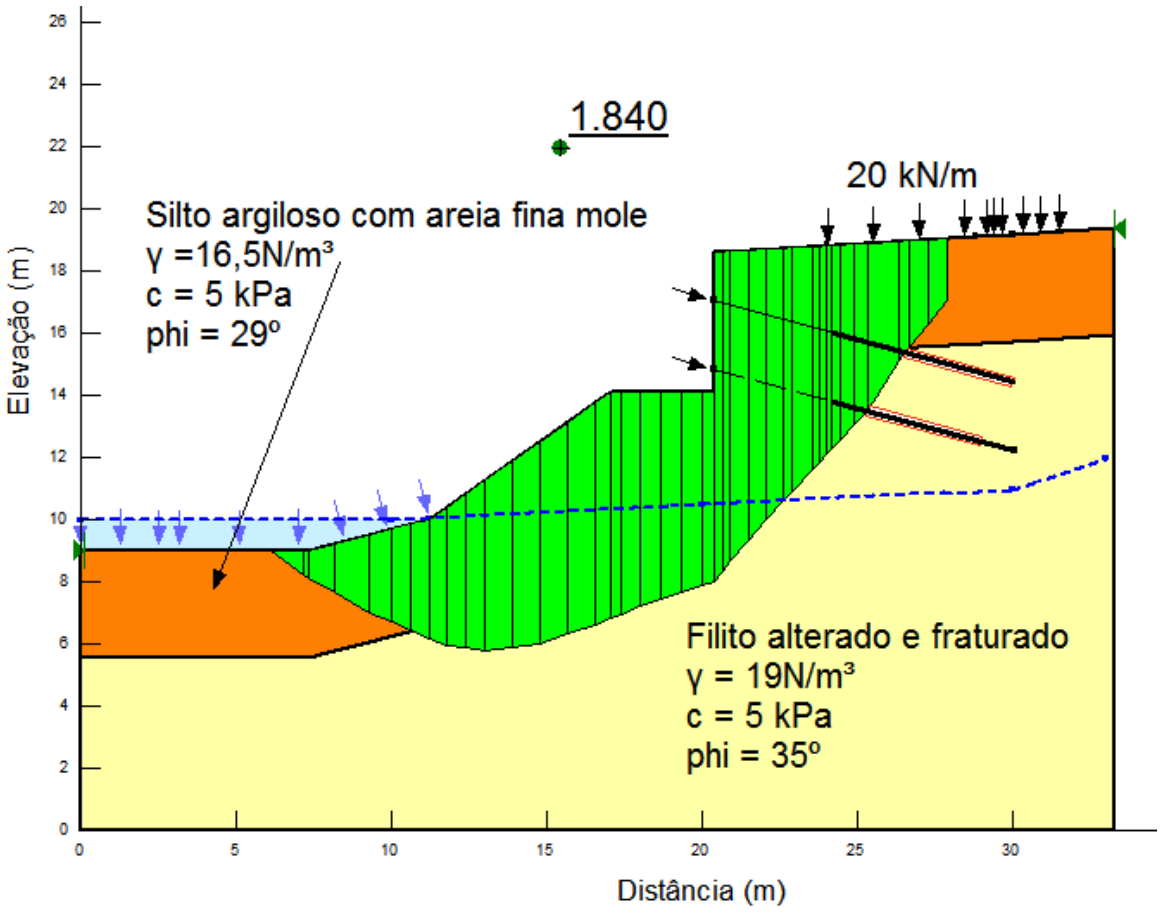

Figura 47 - Análise de estabilidade da cortina.

O fator de segurança de 1,840 obtido de pelo método de Morgenstern & Price (1965) mostra que o talude foi dimensionado de maneira adequada, atendendo ao fator de segurança mínimo exigido por norma (1,5).

4.4 COMPARAÇÃO DE CUSTOS

Com os dois projetos realizados, fez-se uma comparação dos quantitativos gerados em cada um. Os resultados se encontram na Tabela 18.

Tabela 18 - Comparação entre os quantitativos dos projetos 1 e 2.

Dados da Cortina Atirantada	Projeto 1	Projeto 2
Número total de tirantes	46	32
Comprimento do trecho ancorado	10 metros	5 metros
Comprimento aproximado do trecho livre	5 metros	5 metros
Número de tirantes da primeira linha	24	17
Espaçamento entre linhas de tirantes	2,4 metros	3,5 metros
Número de tirantes da segunda linha	22	15
Comprimento total dos tirantes	690 metros	320 metros
Espessura da cortina	0,31 metros	0,31 metros
Dados das Estacas Tipo Raiz		
Diâmetro das estacas	0,31 metros	0,31 metros
Comprimento de cada estaca	6 metros	3 metros
Espaçamento entre eixos de estacas	0,6 metros	2 metros
Número total de estacas	78	25

Com base nos quantitativos gerados em cada projeto, foi realizado uma comparação de custos entre o Projeto 1, o Projeto 2 e os ensaios geotécnicos realizados.

O objetivo é avaliar a influência da sondagem geotécnica no custo final do empreendimento. O orçamento realizado foi apenas uma estimativa do gasto final, não contabilizando os custos com canteiro de obra, reconstrução do asfalto, movimentação de terra, etc.

Os resultados dos custos estimados de cada projeto e dos ensaios realizados se encontram nas tabelas a seguir:

Tabela 19 - Tabela de custos estimados do Projeto 1.

CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UND.	QUANT.	PREÇO (R$)	TOTAL (R$)
01.01.00	TIRANTES	-	-	-	-
01.01.01	Fornecimento/Instalação de Tirantes	m	690	450,00	310.500,00
Total					310.500,00
01.02.00	CORTINA DE CONCRETO ARMADO	-	-	-	-
01.01.04	Forma plana	m²	150	79,00	11.850,00
01.01.05	Concreto Armado para estrutura, fck=20Mpa	m³	77,5	2890,00	224.000,60
Total					235.850,60
01.03.00	FUNDAÇÃO EM ESTACA RAIZ	-	-	-	-
01.03.01	Execução completa de estacas tipo raiz em rocha	m	469	690,00	323.610,00
Total					323.610,00
TOTAL					**869.960,60**

Tabela 20 - Tabela de custos do Projeto 2.

CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UND.	QUANT.	PREÇO (R$)	TOTAL (R$)
01.01.00	TIRANTES	-	-	-	-
01.01.01	Fornecimento/Instalação de Tirantes	m	320	450,00	144.000,00
Total					144.000,00
01.02.00	CORTINA DE CONCRETO ARMADO	-	-	-	-
01.01.04	Forma plana	m²	150	79,00	11.850,00
01.01.05	Concreto Armado para estrutura, fck=20Mpa	m³	77,5	2890,00	224.000,60
Total					235.850,60
01.03.00	FUNDAÇÃO EM ESTACA RAIZ	-	-	-	-
01.03.01	Execução completa de estacas tipo raiz	m	75	690,00	51.750,00
Total					51.750,00
TOTAL					**431.600,60**

Tabela 21 - Tabela de custos das sondagens geotécnicas.

CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UND.	QUANT.	PREÇO (R$)	TOTAL (R$)
01.01.00	SONDAGEM MISTA	-	-	-	-
01.01.01	Sondagem a Percussão (SPT) com Lavagem	m	4	155,00	620,00
01.01.02	Sondagem Rotativa em Rocha Alterada	m	3	500,00	1500,00
Total					2.120,00
TOTAL					**2.120,00**

Os índices de preço utilizados no orçamento foram obtidos através de cotações em empresas que realizam cada tipo de serviço.

Com os resultados apresentados nas Tabela 19 e Tabela 20, pode-se calcular a redução de custos em cada projeto, conforme Tabela 22.

Tabela 22 - Comparação dos custos entre o Projeto 1 e o Projeto 2.

Projeto 1	R$ 869.960,60
Projeto 2	R$ 431.600,60
Redução	R$ 438.360,00
Variação	50,4%

Como pode ser observado, houve uma diferença de R$ 438.360,00 entre o Projeto 1 e o Projeto 2. As sondagens apresentaram um valor de 0,24% do valor gasto para se realizar o projeto 1, mostrando o quanto é irrisório o investimento feito com as sondagens em relação ao preço final e à economia feita, que foi de 50,4% em relação ao primeiro projeto realizado.

Dessa forma, pode-se observar quanto dinheiro se perde, no Brasil, com contratações emergenciais onde não são realizados os ensaios geotécnicos e os projetos executivos necessários.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA

Após a análise dos resultados apresentados no capítulo 4, pode-se considerar que o objetivo inicial, de analisar a influência das sondagens geotécnicas na escolha de soluções de contenções e no seu custo final, foi atendido.

A análise dos custos entre os dois projetos mostrou que houve uma diferença de R$ 438.360,00 entre o Projeto 1 e o Projeto 2, valor este que representa uma economia de 50% em relação ao primeiro projeto. As sondagens representaram 0,24% do valor gasto para se realizar o projeto 1, indicando o quanto é pequeno o investimento feito com as sondagens em relação ao preço final e à economia feita.

Muitas vezes as obras contratadas com caráter emergencial fazem seus orçamentos e levantamentos de quantitativos baseados em projetos iniciais que são superdimensionados, como mostrou, neste caso, o Projeto 1. Isso mostra o quanto dinheiro público pode ser perdido no Brasil. O tempo necessário para se realizar as sondagens geotécnicas e os respectivos projetos é desprezado e realizam-se projetos bem mais caros do que deveriam.

Deve-se considerar, porém, que as empresas contratadas para situações de obras emergenciais possuem apensa 180 dias para realizar o projeto, executar e entregar a obra; muitas vezes não sendo possível esperar que as sondagens e os projetos fiquem prontos para se iniciar os trabalhos. Dessa forma, sugere-se como futuras pesquisas o estudo de alguma maneira de corrigir este gargalo na forma de contratação, onde se perde tanto dinheiro público.

Por fim, vale salientar que houve certa dificuldade de encontrar os valores dos preços unitários utilizados nos orçamentos, ficando como sugestão para futuras pesquisas um estudo mais aprofundado, em que se leve em conta, também, o dimensionamento estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682 – Estabilidade de encostas. Rio de janeiro, p. 32. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 - Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de janeiro, p. 24. 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 - Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de janeiro, p. 24. 1996.

BATISTA, A. G. M. 2005, “Analise numérica de estruturas de contenção em balanço e grampeadas do tipo “estaca justaposta” assente em solo poroso do DF” dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 135 p.

BRASIL. Centro Brasileiro para Conservação da Natureza e Desenvolvimento Sustentável (CBCN). Técnicas de bioengenharia para revegetação de taludes no Brasil. Boletim Técnico No 001. Viçosa – MG, 2010.

BRASIL. Lei Federal 8666, de 21 de junho de 1993 - Institui normas para licitações e contratos da Administração Pública e dá outras providencias. Diário Oficial da Republica Federativa do Brasil, Brasília, DF, 21 de Junho de 1993.

BRINKGREVE, R. B. J., SWOLFS, W.M. e ENGINE, E. (2011).Plaxis user's manual. Netherland: A. A. Balkema publisher, 2012. 14 p.

DANZIGER, F.A.B. (1998), Notas de Aula de Curso de Estruturas de Contenção, COPPE/UFRJ.

DER- Disponível em http://www.der.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=17, acessado no dia 15/11/2016 as 11h.

DNIT, DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Manual de Drenagem de Rodovias – 2. Ed. - Rio de Janeiro: 2006. 332 p.

DNIT, DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Manual de Vegetação Rodoviária – Volume 1 - Rio de Janeiro, 2009. 128 p.

ECIVILNET. Disponível em: http://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-concreto-projetado.html, acessado no dia 24/06/2016 às 02:00h.

FIAMONCINI, C. M. Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada - estudo de caso. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma 2009.

FRANÇA, F. A. N. (2007). Ensaios de arranchamento em solo grampeado executados em laboratório. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GEO. Geotechnical Manual for Slopes. 2ª. ed. Homantin, Kowloon - Hong Kong: [s.n.], 1984.

GEORIO. Manual Técnico de Encostas: análise e investigação. 2 ed. Rio de Janeiro, 2000. 253 p.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL: Slope/W 2007. Versão 7.10, Canadá, 2007.

IPT. INSTITUTO DE PESQUISAS TECOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1991.

JOPPERT JUNIOR, I. (2007). Fundações e Contenções em Edifícios: Qualidade Total na Execução de Edifícios, 1a ed. São Paulo; PINI, 2007. Cap 1.

JOPPERT JUNIOR, I. Fundações e Contenções em Edifícios: Qualidade Total. Editora PINI, São Paulo, 2003. 170 p.

JUSTO, M.R.S. Proposição de um delineamento experimental de hidrossemeadura para áreas degradadas. Viçosa: S.I.F., 1985. 14p. (Trabalhos Monográficos dos Estudantes de Curso de Engenharia Florestal).

Manual de Geotecnia: Taludes de Rodovias – Orientação para Diagnostico e de solução de seus problemas. São Paulo: IPT, 1991. Publicação IPT no 1843. 388p.

MATTOS, K. C. A. *Processo de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos:* Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), km 305 a 313. 2009. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - USP, São Carlos, 2009.

MINEROPAR, (2001), acessado em http://www.mineropar.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=106 às 12:00h do dia 13/10/2016.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. Reinforcement of earth slopes and embackments. National Cooperative Highway Research Program Report, Transportation Research, Washington, DC, USA, n. 290, 1987.

MORE, J. Z. P. 2003, “Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos”, dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, 120 p.

NUNES, A. J. C; VELLOSO, D. A. “Estabilidade de Taludes em Capas Residuais De Origem Granito-Gnáissica”; 2º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – Julho/1963.

OLIVEIRA, N. C. D. 2010, “Soluções Para a Estabilização de Taludes em Linhas Férreas” dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.

PACHECO E SILVA, D.; ALONSO, T. P.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T.; ZIRILIS, A. C. (2010). Solo Grampeado: A Arte de Estabilizar, uma Técnica Moderna e Eficaz, *Revista Fundações e Obras Geotécnicas,* Ano 1, Nº 0, Agosto 2010.

SIERA, A. C. C. F.; SAYÃO, A. S. F. J.; GERSCOVICH, D. M. S.; MEDEIROS, L. V. – Simulação Numérica do Comportamento de um Muro de Pneus. In: 4o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, 2000, São Paulo: Anais de Congresso, 2000.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Manual Técnico. São Paulo: Solotrat Engenharia Geotécnica, 2003. p. 5-15.

ANEXOS

ANEXO A: ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto apresentados foram realizados em locais próximos ao escorregamento estudado.

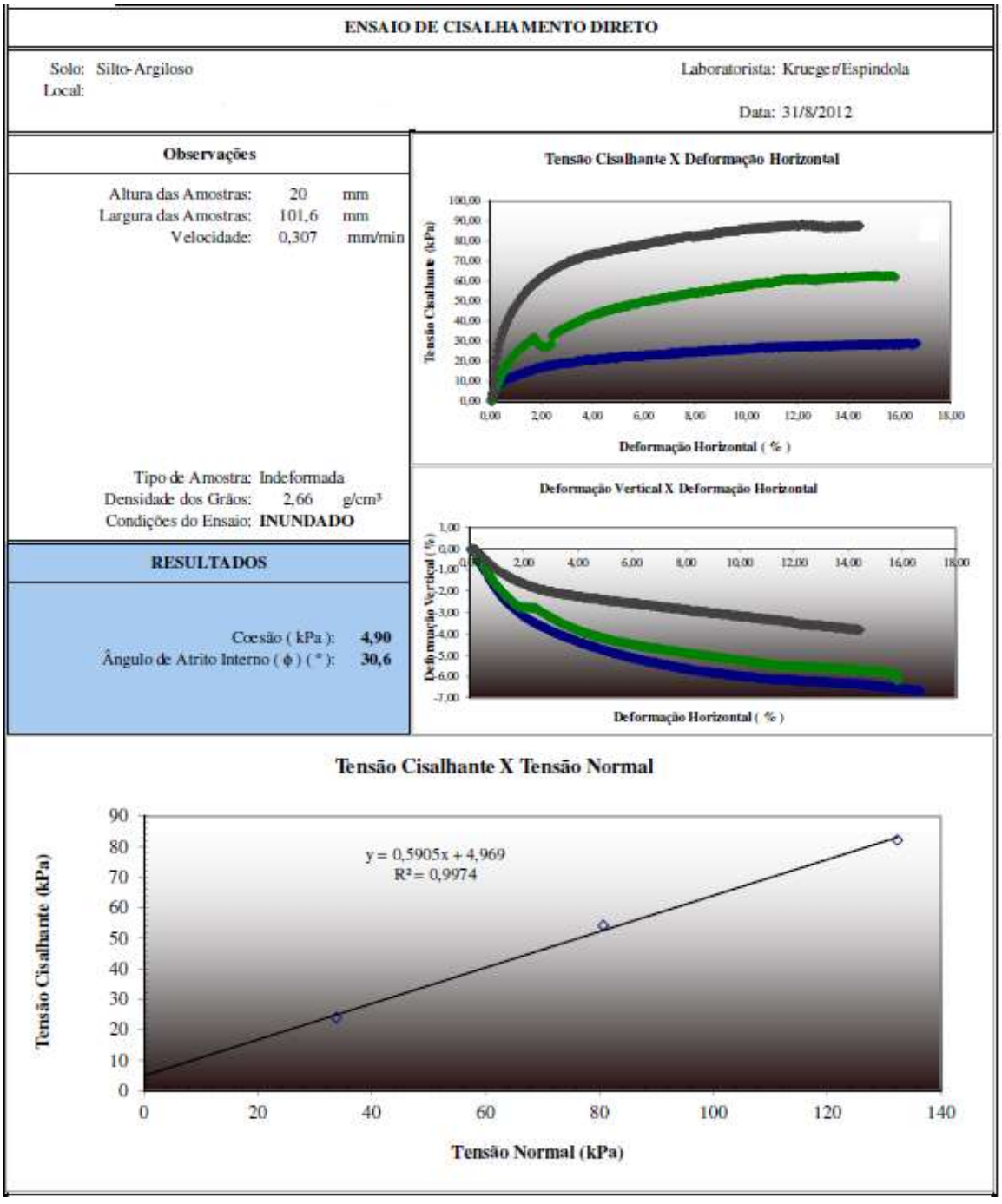

Figura A1 - Curva de tensão x deslocamento do ensaio de cisalhamento direto do km 0.

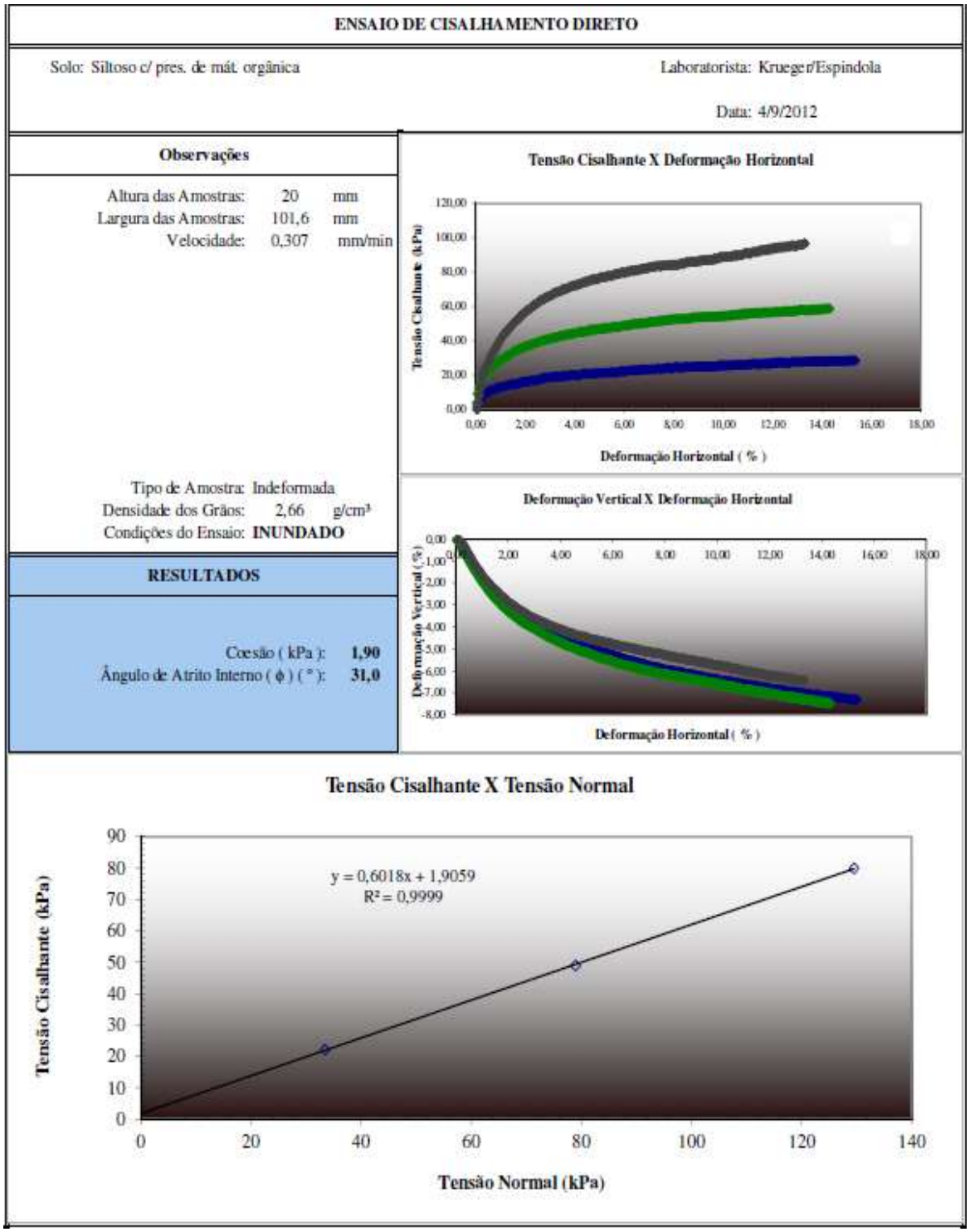

Figura A2 - Curva de tensão x deslocamento do ensaio de cisalhamento direto do km 2.

ANEXO B: CATÁLOGO DO FABRICANTE RESINEX

Categoria	Polegada	Diâmetro Efetivo	Tensão de Escoamento	Tensão de Ruptura	Módulo de Elasticidade	Seção	Força de Escoamento	Força de Ruptura	Carga máxima de ensaio	Peso do aço	Carga Provisória	Carga Permanente
		mm	kgf/mm²			mm²	Tf	Tf	1,75 Cr	Kg/m	Tf	Tf
RT-00	5/8"	14,38	76,27	99,11	21.350	162	12,35	16,00	11,10	1,33	7,41	6,35
RT-01	3/4"	17,40	75,96	88,20	21.950	237	18,00	23,46	16,10	1,90	10,80	9,20
RT-02	7/8"	20,39	76,47	99,42	20.295	326	24,92	32,41	22,43	2,60	14,95	12,82
RT-03	1"	23,33	75,66	99,72	20.263	427	32,30	42,58	29,06	3,30	19,38	16,61
RT-04	1.1/8"	26,22	74,29	82,17	20.950	539	39,60	43,80	35,70	4,30	23,76	20,40
RT-05	1.1/4"	29,39	73,15	80,71	20.950	678	49,30	54,40	44,50	5,20	29,58	25,40
RT-06	1.1/2"	35,35	72,94	80,10	20.850	981	71,30	78,30	64,20	7,50	42,78	36,70
RT-07	1.3/4"	41,15	75,42	92,08	19.750	1329	100,23	122,37	90,21	10,40	60,14	51,55
RT-08	2"	47,13	73,82	85,52	20.230	1744	128,75	149,15	115,88	13,80	77,25	66,22
RT-09	2.1/4"	53,48	68,32	81,47	20.426	2246	153,44	182,98	138,09	17,50	92,06	78,91
RT-10	2.1/2"	59,37	71,58	81,57	20.328	2768	198,00	225,78	178,30	21,61	118,88	101,90

Figura B1 - Especificações técnicas dos tirantes contidas no catálogo da RESINEX.