

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JULIANO NUNES VIDAL

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SOLO GRAMPEADO E CORTINA
ATIRANTADA PARA CONTENÇÃO DE TALUDES

São Leopoldo

2018

Juliano Nunes Vidal

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SOLO GRAMPEADO E CORTINA
ATIRANTADA PARA CONTENÇÃO DE TALUDES**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Graduado em
Engenharia Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientadora: Prof.^a Dra. Mirtes Caron Peres Ramires

São Leopoldo

2018

Dedico este trabalho à minha mãe, Mara, a minha irmã, Marina, a minha tia,
Helena e a minha noiva, Daiana.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, por sempre me guiar pelo caminho do bem e pelas pessoas que colocou na minha vida, que, mesmo indiretamente, contribuíram para o meu crescimento pessoal e profissional.

À minha mãe e irmã, pelo amor e pela força nos momentos mais difíceis, à minha tia Helena, pelos sábios conselhos em horas que nada fazia sentido, à minha noiva Daiana, que em todos momentos esteve ao meu lado, sem vocês, eu não teria chegado até aqui.

Agradeço à família de minha noiva, meu sogro e sogra, meus cunhados, que sempre me motivavam e sempre estavam à postos caso eu precisasse de ajuda.

Aos meus amigos e colegas de trabalho, da DUO Projetos, pelos conselhos, risadas e apoio durante a elaboração deste trabalho. Em especial à duas pessoas, meu colega Rodrigo e meu superior Fabrício, pela amizade e conselhos técnicos prestados.

À minha orientadora, Prof.^a Dra. Mirtes Caron Peres Ramires, pela confiança, atenção e amizade demonstrada não somente neste trabalho, mas em toda a minha trajetória na graduação.

À UNISINOS, que me ofereceu uma estrutura completa, desde as instalações até a equipe de professores, contribuindo significativamente para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

E às muitas pessoas que não mencionei, por de alguma forma, mesmo sem saber, terem contribuído com sua atenção e carinho.

“Não há nada melhor do que a adversidade. Cada derrota, cada mágoa, cada perda, contém sua própria semente, sua própria lição de como melhorar seu desempenho na próxima vez”

Malcolm X (1992).

RESUMO

O rápido crescimento populacional e a busca por espaço físico vêm contribuindo para um rápido desenvolvimento na área da engenharia civil, através de novas técnicas e equipamentos. A utilização de áreas de difícil acesso ou terrenos cercados por grandes edificações vizinhas se tornaram mais atrativos para o mercado, devido a utilização de meios que viabilizam o uso destes terrenos assegurando as áreas do entorno. O objetivo deste trabalho foi detalhar e comparar duas destas técnicas, o solo grampeado e a cortina atirantada, para a solução de um mesmo problema, métodos eficazes e já difundidos no meio geotécnico para contenção de taludes e encostas. O estudo descreve os processos executivos, materiais, equações e as ocasiões em que cada solução deve ser adotada, detalhando e analisando cada fase de projeto. Os resultados obtidos para a situação estudada mostram que a cortina atirantada apresentou um maior grau de satisfação, tanto na situação presente como na futura, sem a necessidade de combinações com outros métodos de contenção, desde que todas as futuras cargas fossem previstas no projeto atual. O solo grampeado também apresentou resultados positivos na estabilidade do talude, aliado à sua fácil e rápida execução, porém, os possíveis recalques à sua montante poderiam inviabilizar o uso da área da forma que a empresa previa futuramente, necessitando de um estudo mais aprofundado caso o método fosse aplicado.

Palavras-chave: Solo Grampeado. Cortina Atirantada. Estabilidade de Taludes. Geotecnia.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Terminologia adotada para a estrutura do talude	18
Figura 2 - Representação esquemática de alguns tipos de movimentos de massa ..	22
Figura 3 - Forças típicas para o método das fatias	26
Figura 4 - Forças atuantes para um método de fatias aplicado para uma superfície irregular	26
Figura 5 - Comparação do NATM com a técnica convencional do revestimento rígido ...	29
Figura 6 - Aplicações da técnica do solo grampeado	30
Figura 7 - Fases construtivas de solo grampeado com equipamentos pesados	31
Figura 8 - Fases construtivas de solo grampeado com equipamentos manuais	31
Figura 9 - Processo de escavação em bancadas	33
Figura 10 - Partes constituintes de um Chumbador	35
Figura 11 - Tipos de cabeça dos grampos: (a) $\phi_{aço} \geq 20\text{mm}$; (b) $\phi_{aço} < 20\text{mm}$; (c) extremidade embutida no terreno; (d) com bloco de proteção; (e) extremidade embutida sem placa metálica	36
Figura 12 - Setorização da aplicação de calda de cimento	37
Figura 13 - Fases construtivas do Chumbador	38
Figura 14 - Arranjo de equipe e equipamento para concreto projetado	39
Figura 15 - Detalhes das “sombras” na projeção do concreto	40
Figura 16 - Detalhe das diferenças entre a solução com fibras e a com tela	41
Figura 17 - Índice de deformação	42
Figura 18 - Extensômetro múltiplo, ancoragem e detalhe junto à cabeça	43
Figura 19 - Leitura de deformação horizontal	43
Figura 20 - Apresentação dos dados	44
Figura 21 - Ensaio de arrancamento	46
Figura 22 - Modos de ruptura em uma estabilização em solo grampeado	49
Figura 23 - Cortina atirantada na estabilização de um corte	53
Figura 24 - Elementos do tirante	55
Figura 25 - Detalhe da cabeça do tirante	55
Figura 26 - Tirantes Dywidag	56
Figura 27 - Sequência executiva esquemática	62
Figura 28 - Conjunto composto por macaco hidráulico, bomba e manômetro	63
Figura 29 - Forças atuantes na cunha de solo	66

Figura 30 - Características gerais dos mecanismos de transferência de esforços a) Cortina Atirantada e b) Solo Grampeado	75
Figura 31 - Drenagem profunda (DHP)	77
Figura 32 - Detalhe do dreno profundo	77
Figura 33 - Dreno de paramento e barbacã	78
Figura 34 - Metodologia do desenvolvimento do trabalho	79
Figura 35 - Localização do terreno em estudo	80
Figura 36 - Loteamento em estudo	82
Figura 37 - Perfil geológico-geotécnico (parte esquerda).....	84
Figura 38 - Perfil geológico-geotécnico (parte direita).....	84
Figura 39 - Retroanálise do talude pelo método de Fellenius (Slide)	85
Figura 40 - Seção do talude de projeto	87
Figura 41 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (1 tirante) Método de Fellenius	91
Figura 42 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (1 tirante) Método de Bishop	92
Figura 43 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (2 tirantes) Método de Fellenius	93
Figura 44 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (2 tirantes) Método de Bishop	94
Figura 45 - Detalhe DHP	95
Figura 46 - Detalhes do barbacã e da canaleta trapezoidal	96
Figura 47 - Vista frontal do painel 10 m x 4 m	96
Figura 48 - Corte do painel 10 m x 4 m	97
Figura 49 - Seção do paramento com os 2 níveis de contenção.....	97
Figura 50 - Vista frontal do painel (vigas)	98
Figura 51 - Componente horizontal do tirante	99
Figura 52 - Esquema estrutural da viga horizontal (Ftool®)	100
Figura 53 - Diagrama de esforço cortante (kN) da viga horizontal (Ftool®)	100
Figura 54 - Diagrama de momento fletor (kN.m) da viga horizontal (Ftool®)	100
Figura 55 - Esquema estrutural da viga vertical (Ftool®)	101
Figura 56 - Diagrama de esforço cortante (kN) da viga vertical (Ftool®)	101
Figura 57 - Diagrama de momento fletor (kN.m) da viga vertical (Ftool®)	101
Figura 58 - Geometria do efeito de punção	102

Figura 59 - Armadura de punção.....	103
Figura 60 - Tela de <i>input</i> do <i>software</i> Slide	105
Figura 61 - Seção do talude com a aplicação de solo grampeado Método de Fellenius.....	109
Figura 62 - Detalhe DHP	110
Figura 63 - Detalhes do barbacã e da canaleta trapezoidal	110
Figura 64 - Vista frontal da solução com solo grampeado	111
Figura 65 - Seção típica da parte inferior da solução com solo grampeado.....	111
Figura 66 - Seção do paramento finalizado.....	112

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 - Muro tombado durante a fase de execução83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ângulo de talude natural para diferentes tipos de solos.....	19
Tabela 2 - Classificação simplificada dos movimentos em encosta.....	20
Tabela 3 - Classificação simplificada dos movimentos.....	20
Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.....	24
Tabela 5 - Características dos métodos de análise de estabilidade de taludes.....	25
Tabela 6 - Tipos de solos e alturas de escavação.....	32
Tabela 7 - Número de ensaios de arrancamento segundo o Projeto Clouterre.....	48
Tabela 8 - Métodos de análise do solo grampeado.....	52
Tabela 9 - Valores do coeficiente K_f	70
Tabela 10 - Coeficiente K em função do tipo de solo.....	71
Tabela 11 - Resumo dos resultados obtidos.....	86
Tabela 12 - Valores de θ' para a obtenção de FS_p	89
Tabela 13 - Características do tirante adotado.....	90
Tabela 14 - Características dos grampos metálicos.....	104
Tabela 15 - Propriedades dos grampos selecionados.....	107
Tabela 16 - Resumo dos parâmetros adotados no projeto.....	108

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DHP	Dreno subhorizontal profundo
GEORIO	Fundação Instituto de Geotécnica do Rio de Janeiro
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NATM	New Austrian Tunnelling Method
NBR	Normas Brasileiras Regulamentadoras
USACE	United States Army Corps of Engineers

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Delimitação do Tema	15
1.2 Objetivos	16
1.2.1 Objetivo Geral	16
1.2.2 Objetivos Específicos	16
1.3 Justificativa	16
1.4 Estrutura da Pesquisa	17
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1 Taludes	18
2.1.1 Movimentos de Massa.....	19
2.1.1.1 <i>Classificação dos Movimentos de Massa</i>	19
2.1.1.2 <i>Causas dos Movimentos de Massa</i>	22
2.2 Análise da Estabilidade	23
2.2.1 Fator de Segurança.....	23
2.2.2 Análise por equilíbrio limite.....	24
2.2.3 Métodos das Fatias	25
2.2.3.1 <i>Método de Fellenius</i>	26
2.2.3.2 <i>Método de Bishop Simplificado</i>	27
2.3 Tipos de estruturas de contenção	28
2.4 Solo Grampeado	29
2.4.1 Processo de Execução.....	31
2.4.2 Execução dos Chumbadores	33
2.4.2.1 <i>Perfuração</i>	33
2.4.2.2 <i>Introdução dos elementos resistentes</i>	34
2.4.2.3 <i>Injeção da calda de cimento setorizada</i>	37
2.4.3 Revestimento em Concreto Projetado.....	39
2.4.4 Armação do elemento de concreto.....	40
2.4.5 Deformações do Elemento	41
2.4.6 Ensaios de arrancamento.....	44
2.4.7 Resistência aos esforços cisalhantes e fletores	48
2.4.8 Vantagens e limitações do método	50
2.4.9 Dimensionamento	51

2.5 Cortina Atirantada	53
2.5.1 Componentes do Tirante	53
2.5.2 Classificação	56
2.5.2.1 <i>Classificação quanto à vida útil</i>	56
2.5.2.2 <i>Classificação quanto à sua constituição</i>	57
2.5.2.3 Classificação quanto ao sistema de injeção	58
2.5.3 Processo de execução	58
2.5.3.1 <i>Preparo e montagem do tirante</i>	59
2.5.3.2 <i>Perfuração</i>	60
2.5.3.3 <i>Instalação do tirante</i>	60
2.5.3.4 <i>Injeção</i>	60
2.5.3.5 <i>Protensão</i>	63
2.5.3.6 <i>Incorporação</i>	65
2.5.4 Dimensionamento	65
2.5.4.1 <i>Método de Costa Nunes</i>	66
2.5.4.2 <i>Dimensionamento do tirante</i>	69
2.5.4.3 <i>Dimensionamento do bulbo de ancoragem</i>	70
2.5.5 Vantagens e limitações do método	71
2.6 Comparativo entre Solo Grampeado e Cortina Atirantada	73
2.7 Drenagem	76
2.7.1 Dreno Profundo	76
2.7.2 Dreno Superficial.....	77
3 METODOLOGIA	79
3.1 Definições da área de estudo	79
3.2 Levantamento de informações	80
3.3 Ferramentas e métodos utilizados	81
4 ESTUDO DE CASO	82
4.1 Caracterização geotécnica do talude	83
4.2 Dimensionamento de contenção em Cortina Atirantada	86
4.2.1 Representação gráfica e detalhes de projeto	95
4.2.2 Dimensionamento estrutural do paramento de concreto	98
4.3 Dimensionamento de contenção em Solo Grampeado	104
5 CONCLUSÃO	113
5.1 Considerações Finais	113

5.2 Análise do Desempenho das Soluções Propostas	113
5.3 Parecer Final	114
5.4 Sugestões para Trabalhos Futuros	114
REFERÊNCIAS.....	115
ANEXO A - RELATÓRIOS DE SONDAGEM	123
ANEXO B - CROQUI DE LOCAÇÃO DOS FUROS	127

1 INTRODUÇÃO

O emprego de técnicas para estabilização de taludes e escavações vêm cumprindo um papel fundamental no Brasil e no mundo a décadas. O avanço tecnológico e a rápida expansão das cidades contribuíram muito neste aspecto, nos dias atuais se faz obrigatório uma melhor utilização das áreas livres para construção, a necessidade de novas estradas e edifícios são algumas das consequências desta rápida evolução.

Sistemas de contenção de taludes possuem uma ampla quantidade de áreas de atuação, porém, construções em perímetro urbano trouxeram estas técnicas, antes utilizadas em áreas mais afastadas, para dentro das cidades, com equipamentos mais enxutos e eficazes, tornando obras que antes eram consideradas perigosas e inviáveis em projetos viáveis e rapidamente executados.

Dentre os diversos sistemas existentes, o solo grampeado e a cortina atirantada, tema desta pesquisa, são responsáveis por grande parte das realizações desta evolução na construção civil, ambos viabilizando escavações de subsolo e reforços de taludes de maneira prática e eficaz.

Ambos se destacam por serem estruturas planas e verticais, que não ocupam grande parte do terreno, possuindo grampos ou tirantes, dependendo de qual o sistema escolhido. Funcionam à tração, transmitindo as cargas que o solo projeta sobre a estrutura para os grampos/tirantes, que se encontram ancorados no próprio solo.

Diante da grande quantidade de características técnicas específicas que cada projeto necessita, o engenheiro civil deve sempre buscar o método que lhe traga o maior número de benefícios, como prazo, segurança e viabilidade por exemplo. Em muitas situações não é possível definir qual sistema de contenção é o melhor, mas sim qual é exequível em determinado projeto.

1.1 Delimitação do Tema

De forma geral, as estruturas de contenção fazem parte do cotidiano de muitas construções, porém, tanto o solo grampeado quanto a cortina atirantada exigem que o solo obedeça a certos parâmetros para suas utilizações, dados obtidos através de investigações geotécnicas. Portanto, cada estudo ou dimensionamento de estruturas

de contenção não possuem uma sequência idêntica ao serem dimensionados, o solo de cada área é dotado de características próprias que delimitam o projeto, assim como o tipo de obra a ser executada, que pode não ser compatível com os sistemas estudados.

1.2 Objetivos

Para esclarecer de uma forma mais contundente, este capítulo visa explicar os objetivos gerais e específicos que o trabalho pretende alcançar.

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo da pesquisa é avaliar dois sistemas de contenção de taludes, o solo grampeado e a cortina atirantada, definindo qual dos sistemas apresenta o melhor grau de aceitação na situação proposta.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) avaliar qual é o método mais vantajoso nesse estudo;
- b) dimensionar um sistema de contenção de um local utilizando os dois métodos separadamente;
- c) elaborar um comparativo técnico com as características de cada método.

1.3 Justificativa

Devido ao rápido desenvolvimento das cidades, os espaços para construção de novos empreendimentos tornaram-se limitados em diversos lugares, forçando a construção civil a ocupar áreas que exigiam projetos mais complexos, para sanar problemas de segurança e estabilidade, a construção de subsolos para ganho de espaço e a utilização de encostas foram algumas das saídas para esta limitação. A ocupação irregular de áreas de risco e a ocorrência de desastres naturais contribuíram muito para o desenvolvimento de sistemas de contenção de taludes mais eficazes, no passar dos anos foram criados métodos e equipamentos fundamentais para a viabilidade das edificações atuais.

Para tanto, de todos os sistemas de contenção existentes, o solo grampeado e a cortina atirantada merecem destaque devido à grande contribuição na solução destes problemas, suas aplicações englobam diversas áreas, como, estradas, taludes naturais e escavados, encostas, obras subterrâneas, reforço de solos, dentre outros.

O que impulsionou a realização deste trabalho foi compreender a diferença e viabilidade dos dois sistemas de contenção de taludes, apresentando conceitos, definições e ferramentas necessárias às decisões de qual sistema utilizar, à medida que se dispõem das duas alternativas de contenção, com base nos princípios da engenharia geotécnica e bibliografia atual.

1.4 Estrutura da Pesquisa

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos. O capítulo 1 abrange a área introdutória, descrevendo os objetivos do estudo, as delimitações e a justificativa que levaram a elaboração deste material.

O capítulo 2 contém a revisão bibliográfica, introduzindo o leitor à área da geotecnia. Este capítulo define o que são os movimentos de massa, como estes ocorrem nos taludes, como se analisa a estabilidade de um maciço de solo ou rochoso, quais os tipos de estruturas de contenção são usualmente aplicados. Aqui também são detalhados os sistemas de solo grampeado e cortina atirantada, objetivo principal deste trabalho.

O capítulo 3 explica qual a metodologia utilizada, descrevendo materiais, técnicas e *softwares* utilizados para a obtenção dos resultados. Esta parte engloba os contatos feitos com engenheiros e empresas do ramo conjuntamente.

O capítulo 4 apresenta o estudo de caso, mostrando a área definida para o trabalho, detalhando os cálculos e resultados obtidos para cada solução escolhida.

A última parte do trabalho, que visa responder os objetivos deste estudo, se encontra no capítulo 5, através das considerações finais sobre os resultados atingidos, além de sugerir novos métodos e materiais para estudos futuros.

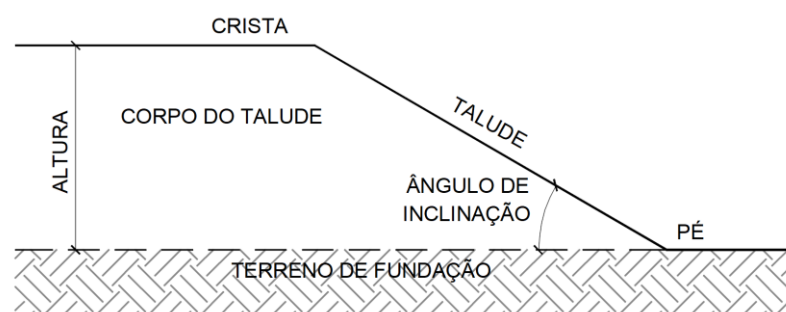
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo apresenta os dados obtidos através da pesquisa bibliográfica realizada. Os temas abordados servem para conceituar as áreas que abrangem o presente estudo, focando em conceitos como fator de segurança, métodos para a análise de estabilidade de taludes, assim como formulações para o dimensionamento de técnicas como o solo grampeado e a cortina atirantada.

2.1 Taludes

Segundo Caputo (2015), a nomenclatura talude refere-se a superfícies inclinadas que delimitam um maciço de terra, rocha ou ambos, subdividindo-se em naturais, como encostas e vertentes, ou artificiais no caso de cortes e aterros. A Figura 1 ilustra a estrutura do talude.

Figura 1 - Terminologia adotada para a estrutura do talude



Fonte: Adaptado de Caputo (2015).

Para o entendimento inicial sobre taludes naturais, conforme Cardoso (2002), se faz necessário o conhecimento de seu ângulo, definido por ser o maior ângulo de inclinação, variando de acordo com o tipo de solo, sujeito às ações do tempo, adquirido sem a quebra do equilíbrio do maciço.

Ainda de acordo com Cardoso (2002), é possível determinar os valores aproximados do ângulo de inclinação para cada tipo de solo, não coesivos e coesivos, respectivamente as areias possuem o ângulo rente ao ângulo de atrito interno. Já as argilas detêm um ângulo próximo a 90° , devido a sua impermeabilidade, porém, taludes de argila são propícios à instabilização, pertinente à retração que acabam sofrendo após os processos de molhagem e secagem provenientes das fissuras no maciço. Assim os ângulos dos taludes naturais em solos coesivos encontram-se por

volta dos 40°. A Tabela 1 demonstra os valores aproximados dos ângulos para cada tipo de terreno.

Tabela 1 - Ângulo de talude natural para diferentes tipos de solos

Tipo de Terreno	Ângulo do talude natural das terras em relação a um plano horizontal	
	Terreno seco	Terreno submerso
Rocha dura	80° a 90°	80°
Rocha mole (podre)	55°	55°
Escombros rochosos, pedras	45°	40°
Terra vegetal	45°	30°
Terra forte (misto de areia e argila)	45°	30°
Argila	40°	20°
Pedregulho	35°	30°
Areia fina	30°	20°

Fonte: Adaptado de Rousselet e Falcão (1986).

2.1.1 Movimentos de Massa

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), a expressão *escorregamentos* foi a forma mais apropriada de intitular os movimentos de massa, com a função de contemplar de uma forma geral, não levando em consideração a distinção de procedimentos, causas, velocidades, formas e demais características, os movimentos coletivos de elementos terrosos e/ou rochosos.

Ainda segundo Guidicini e Nieble (1983), existem diversas formas mais específicas de classificação destes movimentos, porém, neste trabalho serão apresentadas as características de forma resumida para cada tipo de ocorrência.

2.1.1.1 Classificação dos Movimentos de Massa

Os movimentos de massa podem ser classificados de diferentes maneiras, cada autor enfatiza as características que considera mais pertinentes para o seu estudo, sendo algumas delas a contenção, o controle, a correção ou outra finalidade para a sua classificação. (VARNES, 1978).

Seguindo a metodologia de Varnes (1978), é possível classificar os deslizamentos utilizando somente duas características, o tipo de movimento e o tipo de material: solo ou rocha, conforme Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Classificação simplificada dos movimentos em encosta

Tipo de movimento	Tipo do material
	Rocha
Queda	Queda de rocha
Tombamento	Tombamento de rocha
Escorregamento ou deslizamento	Escorregamento de rocha
Espalhamento	Espalhamento de rocha
Corrida	Corrida de rocha

Fonte: Adaptado de Varnes (1978).

Tabela 3 - Classificação simplificada dos movimentos

Tipo do movimento	Tipo do material	
	Solos	
	Predominantemente grosso	Predominantemente fino
Queda	Queda de detritos	Queda de terra
Tombamento	Tombamento de detritos	Tombamento de terra
Escorregamento ou deslizamento	Escorregamento de detritos	Escorregamento de terra
Espalhamento	Espalhamento de detritos	Espalhamento de terra
Corrida	Corrida de detritos	Corrida de terra

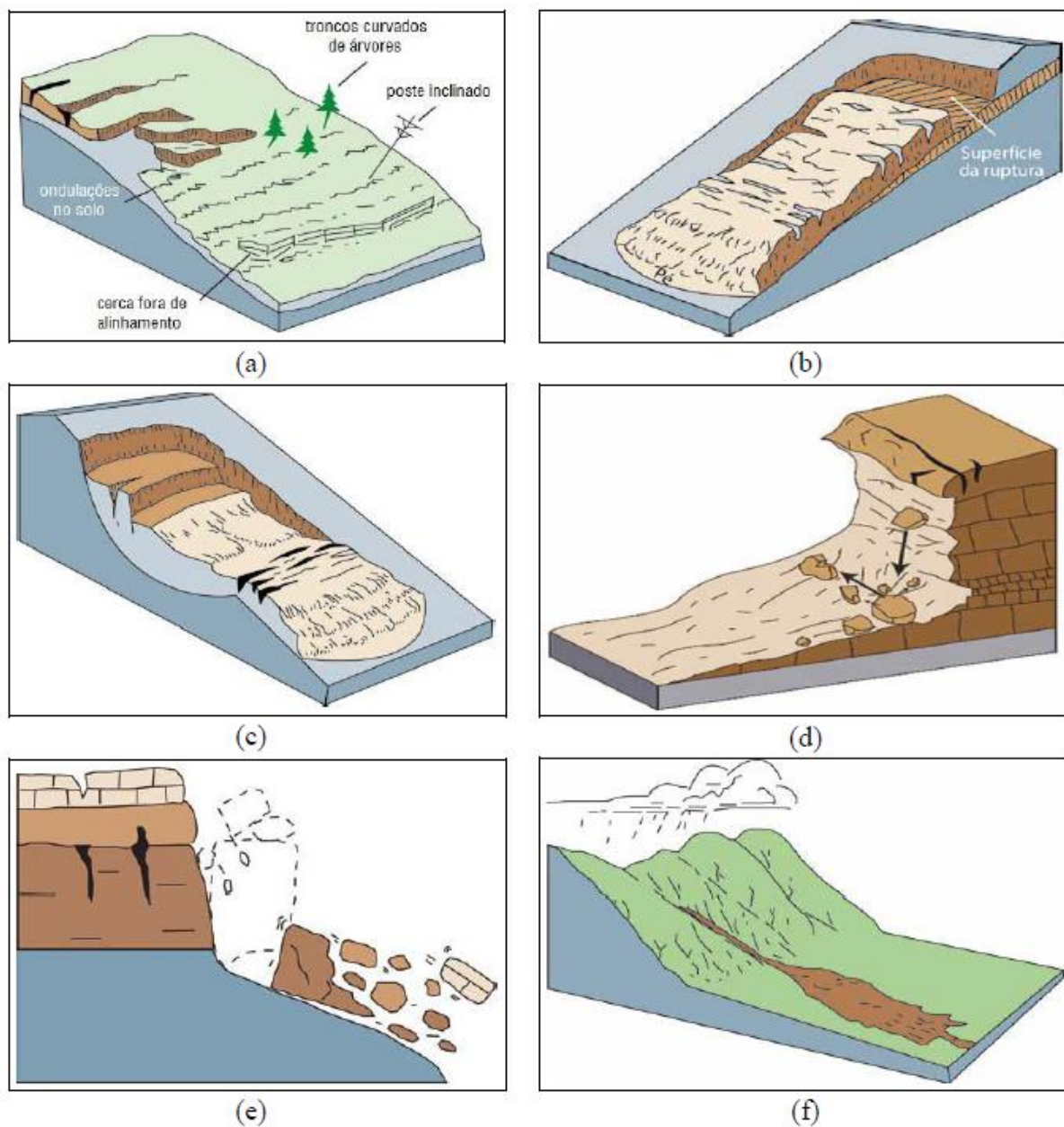
Fonte: Adaptado de Varnes (1978).

A definição de cada tipo de movimento de massa, conforme a Figura 2 (a) a (f), pode ser:

- a) queda - caracteriza uma queda-livre súbita, geralmente com blocos soltos, ocorrendo em encostas muito íngremes e precipícios. (BRUNSDEN; PRIOR, 1984);
- b) tombamento - ocorre devido ao depósito de material sobre o talude, ou à penetração de água ou gelo nas fraturas do mesmo. Este movimento decorre da rotação de massa de solo ou rocha em relação a um ponto ou eixo, que se localiza abaixo do centro de gravidade da massa deslocada. (TURNER; SCHUSTER, 1996);
- c) escorregamento ou deslizamento - referem-se a movimentos de volumes de solo ao longo de superfícies bem definidas. Subdividem-se de acordo com as superfícies de ruptura, sendo rotacionais, em cunha ou planares. (BRUNSDEN; PRIOR, 1984; TURNER; SCHUSTER, 1996);
- d) espalhamento - movimento de extensão lateral distribuída, ocorre na massa fraturada. (BRUNSDEN; PRIOR, 1984);

- e) corrida - movimentos excessivamente rápidos, alcançando velocidades superiores a 3m/s, decorrentes da anulação da resistência ao cisalhamento, devido à destruição da estrutura. Sua definição baseia-se no fato de que a massa, em movimento, comporta-se como um material viscoso, com deslocamentos intergranulares predominantes em relação aos movimentos de superfície de cisalhamento. (BRUNSDEN; PRIOR, 1984);
- f) fluência e rastejo (*creep*) - movimento mais lento dentre os citados, é descrito como sendo um deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, podendo ou não possuir um determinado limite entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estagnada. (CAPUTO, 2015).

Figura 2 - Representação esquemática de alguns tipos de movimentos de massa



Fonte: Elaborada pelo autor, com base em Highland e Bobrowsky (2008).

Nota: (a) rastejo e seus indícios; (b) escorregamento planar; (c) escorregamento circular; (d) queda de blocos; (e) tombamento; (f) corrida de detritos

2.1.1.2 Causas dos Movimentos de Massa

De acordo com Terzaghi (1952), as causas de escorregamentos podem ser divididas em dois modelos, as externas e as internas. As externas caracterizam-se por promoverem um aumento das tensões de cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura, até a ocorrência do escorregamento. As causas mais comuns

ocorrem devido ao aumento do declive do talude através da erosão fluvial ou por escavações feitas próximo ao pé do talude.

Já as causas internas correspondem à diminuição da resistência do material, mantendo sua superfície inalterada, pertinente a ausência das modificações nas tensões de cisalhamento, provocando escorregamentos que não interferem nas condições superficiais e não causam choques sísmicos. As causas mais comuns são do aumento da pressão hidrostática e diminuição da coesão do material do talude. (TERZAGHI, 1952).

Ainda de acordo com Terzaghi (1952), salienta-se a existência de causas intermediárias, ocorrências diretamente ligadas ao rebaixamento rápido do lençol freático, a erosão superficial e a liquefação espontânea, processos que caracterizam-se por serem causados por forças externas e internas.

2.2 Análise da Estabilidade

O estudo da análise de estabilidade de taludes se subdivide em dois métodos, determinísticos, em que o fator de segurança é a determinante base desta análise, e os métodos probabilísticos, nos quais os parâmetros de segurança são baseados em probabilidades ou do risco de acontecimentos da ruptura. (GEORIO, 2000).

Neste estudo são apresentados dados e técnicas somente dos métodos determinísticos.

2.2.1 Fator de Segurança

De acordo com USACE (2003), a definição do fator de segurança do talude parte de uma análise matemática, que consiste em avaliar a relação entre a tensão resistente ao cisalhamento disponível (a capacidade) e a necessária para o equilíbrio (a demanda).

Estudos de equilíbrio limite supõem que o fator de segurança é o mesmo ao longo de toda a área afetada pelo deslizamento, definindo que ao atingir um valor maior que 1,0 no fator de segurança, indica que a capacidade excede a demanda e que a inclinação será estável em relação ao deslizamento na área estudada. Um valor menor que 1,0 indica que esta inclinação é instável. (USACE, 2003).

Ainda assim é válido lembrar que, apesar de cálculos e limites nos valores encontrados, cada projetista julgará o resultado de acordo com seus parâmetros, pois em cada situação haverá dados diferentes para chegar a este limite, que vão desde o solo estudado, até o tipo de contenção que cada um necessita.

A Tabela 4 demonstra os fatores de segurança recomendados para o uso em projetos de contenção de taludes, valores estes independentes de outros fatores de segurança de uma obra, como por exemplo, de concreto armado ou de tirantes injetados.

Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1.5	1.5	1.4
Médio	1.5	1.4	1.3
Baixo	1.4	1.3	1.2

- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D.

- No caso de estabilidade de lascas / blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: Adaptado de NBR 11.682 (ABNT, 2009).

2.2.2 Análise por equilíbrio limite

De acordo com Moraes (1975), a análise por este método é baseada na determinação do equilíbrio de uma massa de solo, delimitada por uma superfície potencial de ruptura arbitrada, usualmente de formato poligonal ou circular. A ruptura decorre ao longo de uma superfície previamente definida por tentativas. Incumbe-se que no caso de colapso, são considerados que todos componentes ao longo desta superfície atingirão a ruptura, conjuntamente. Feita a análise dos valores das forças atuantes, calcula-se a resistência ao cisalhamento exigida para o equilíbrio, alcançando-se a margem de segurança do talude.

Diversos métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite foi disseminados com o passar dos anos, a Tabela 5 resume algumas características de

cada método, que se diferenciam de algumas maneiras, como, as equações de equilíbrio usadas, o formato da superfície de ruptura e às hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude. (STRAUSS, 1998).

Tabela 5 - Características dos métodos de análise de estabilidade de taludes

Método	Circular	Não Circular	Equilíbrio de Momentos	Equilíbrio de Forças	Forças entre Camadas
Talude Infinito		X		X	Paralelo ao talude
Método das Cunhas		X		X	Define inclinação
Fellenius	X		X		Resultante paralelo à base de cada fatia
Bishop	X	X*	X		Horizontal
Janbu Simplificado	X*	X		X	Horizontal
Lowe e Karafiath	X	X*		X	Define inclinação
Spencer	X	X*	X	X	Inclinação constante
Morgenstern e Price	X	X	X	X	$X/E = \lambda f(x)$
Janbu Rigoroso	X	X	X	X	Define linha de empuxo
Fredlund e Krahn	X	X	X	X	$X/E = \lambda f(x)$

Nota 1: E e X são respectivamente as forças horizontais e verticais entre fatias

Nota 2: X* significa que o método pode ser adaptado para tal condição

Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977 apud STRAUSS, 1998).

2.2.3 Métodos das Fatias

Considerado como um dos métodos mais utilizados dentre os que se baseiam na hipótese do equilíbrio limite, o método das fatias embasa-se na divisão da massa potencialmente instável em fatias verticais, podendo esta superfície potencial de ruptura ser circular ou poligonal, cada fatia é inspecionada de forma individual, através da análise das forças atuantes. (USACE, 2003).

As forças que atuam em uma fatia individual incluem:

W = peso da fatia;

E = forças horizontais (normais) nos lados da fatia;

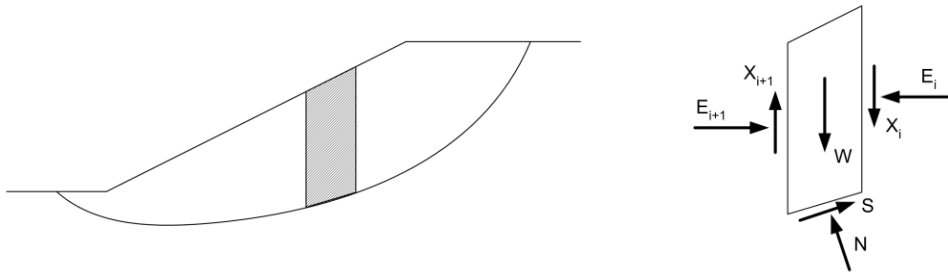
X = forças verticais (cisalhamento) entre fatias;

N = força normal no fundo da fatia;

S = força de cisalhamento no fundo da fatia.

A Figura 3 ilustra a fatia e as forças que atuam sobre ela.

Figura 3 - Forças típicas para o método das fatias

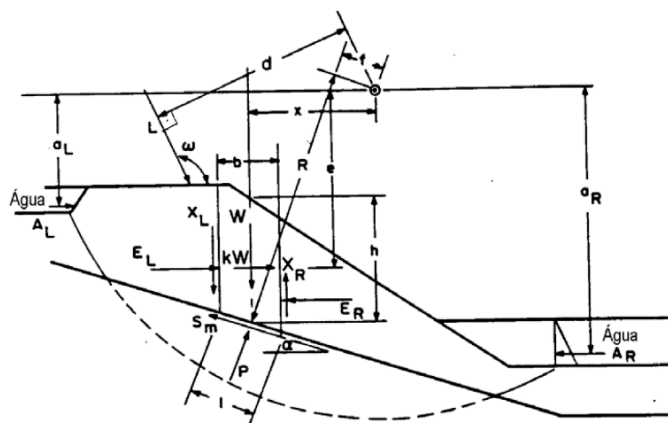


Fonte: USACE (2003).

2.2.3.1 Método de Fellenius

O método desenvolvido por Fellenius (1936), conhecido também como método sueco, é considerado um método de análise de estabilidade simplificado, pois calcula o fator de segurança do talude através somente do equilíbrio dos momentos, desconsiderando a atuação das forças tangenciais e normais às paredes das fatias. Devido a isto, erros consideráveis podem ocorrer com a sua utilização, erros de até 60%, de acordo com Whitman e Bailey (1967), em particular, em casos de círculos profundos e porpressões elevadas. (FABRÍCIO, 2006). A Figura 4 apresenta esquematicamente como as forças atuam sobre a superfície da fatia.

Figura 4 - Forças atuantes para um método de fatias aplicado para uma superfície irregular



Fonte: Gerscovich (2009).

Onde:

W = peso total da fatia de largura b e altura h ;

P = força normal total na base da fatia de comprimento l ;
 S_m = resistência ao cisalhamento mobilizada, sendo uma parcela da resistência definida por Mohr-Coulomb, onde, $S_m = 1(c' + (P/l - u) \cdot \tan \phi') / F$;
 R = raio ou braço de alavanca associado à força cisalhante mobilizada S_m ;
 f = distância perpendicular da força normal ao centro de rotação;
 x = distância horizontal do centro da fatia ao centro de rotação;
 α = ângulo tangente ao centro da fatia com a horizontal;
 E = força horizontal entre fatias;
 L = subscrito que indica lado esquerdo;
 R = subscrito que indica lado direito;
 X = força vertical entre fatias;
 k = coeficiente sísmico para determinar a força dinâmica horizontal;
 e = distância vertical entre o centro de gravidade de fatia e o centro de rotação.

2.2.3.2 Método de Bishop Simplificado

Este método possui algumas características similares ao método de Fellenius, ele também foi desenvolvido com a função de atender às superfícies de ruptura circulares, porém, é possível adequá-lo às superfícies não circulares. (STRAUSS, 1998).

O método baseia-se na hipótese de que a resultante das forças entre as fatias é nula, levando em conta somente o somatório dos momentos e das forças verticais, ignorando as resultantes horizontais, não satisfazendo todas as condições de equilíbrio. (BISHOP, 1955).

Assim, o fator de segurança é decorrente do somatório de momentos em um ponto comum, semelhante ao método de Fellenius, porém, considerando algumas diferenças com relação aos cálculos. Percebe-se a necessidade de iterações para definição do fator de segurança. (STRAUSS, 1998).

De acordo com Whitman e Bailey (1967), quando a superfície de ruptura exibe uma inclinação acentuada muito próxima ao pé do talude, o método de Bishop Simplificado apresenta alguns problemas, principalmente quando se aplicado em círculos de ruptura profundos.

2.3 Tipos de estruturas de contenção

Obras que necessitam de médias ou grandes escavações, construções em perímetro urbano, subsolos, estradas, pontes, e tantas outras situações, regularmente necessitam de uma estrutura de contenção para que seja viável sua execução. Nestas situações em que a análise da estabilidade do corte executado no terreno oferece um valor de fator de segurança menor que o solicitado por norma, faz-se necessário o dimensionamento de uma estrutura de contenção. De acordo com Ranzini e Negro Júnior (1998, p. 497), “A contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterà”.

Segundo Ranzini e Negro Júnior (1998), estas estruturas de contenção podem ser divididas em grupos, sendo eles:

- a) muros;
- b) escoramentos;
- c) cortinas;
- d) reforços de terreno.

Na escolha de qual tipo de contenção deve ser aplicada, é necessário a análise prévia de alguns fatores importantes, de acordo com Mendes (2010), o tipo de solo da fundação, o tipo de solo que será contido, sobrecargas, limitações de espaço e acessos, tecnologia disponível, altura da estrutura, mão-de-obra qualificada e quanto o contratante pretende investir nessa área.

Ainda segundo Mendes (2010), pode-se utilizar os seguintes métodos para o dimensionamento de uma estrutura de contenção:

- a) Métodos Clássicos, como o cálculo de empuxos proposto por Rankine, Coulomb;
- b) Métodos Empíricos, baseados em projetos já executados em obras; e
- c) Métodos Numéricos, principalmente o Método de Elementos Finitos, que possibilita a avaliação comportamental de tensões e deformações em todas as etapas da obra.

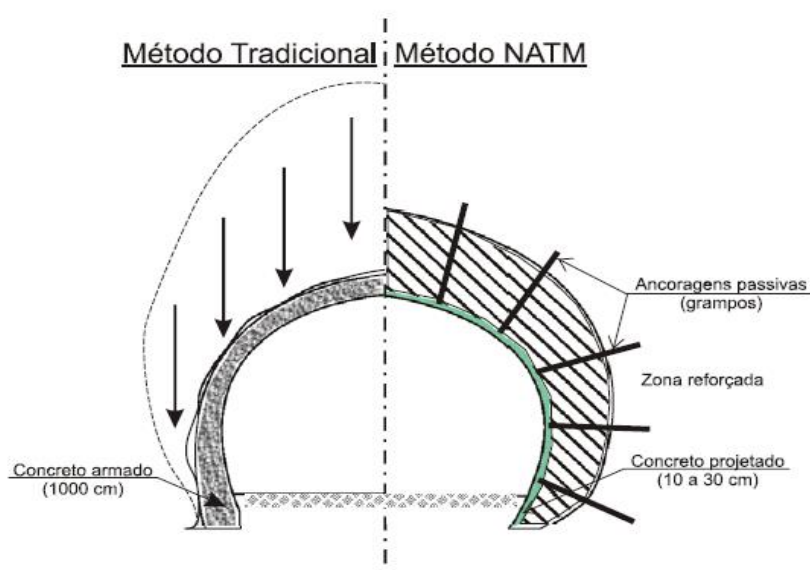
2.4 Solo Grampeado

O método de estabilidade com solo grampeado, é classificado como uma intervenção de reforço de solo *in situ*. Considerada uma técnica muito prática e eficiente para estabilização de taludes naturais ou de escavações. Segundo Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993, p. 291), “Foi empregada no Brasil de maneira intuitiva por construtores de túneis em 1970, mas esta experiência bem-sucedida não foi devidamente divulgada. ”

Historicamente a primeira vez que se utilizou deste método, foi na França em 1972, com o nome de *sol cloué*, e desde então, a técnica tem sido aplicada em países como: Alemanha, Canadá, EUA, entre outros (TOUDIC, 1975 *apud* ORTIGÃO; ZIRLIS; PALMEIRA, 1993).

A técnica de solo grampeado tem origem no método de execução de suportes de galerias e túneis, denominado NATM (*New Austrian Tunneling Method*), aplicada na engenharia de minas (Figura 5). A execução consiste na introdução de um suporte flexível, permitindo que o terreno deforme-se ocorrendo a formação de uma zona plastificada nas adjacências da escavação, podendo-se reforçar com a utilização de chumbadores.

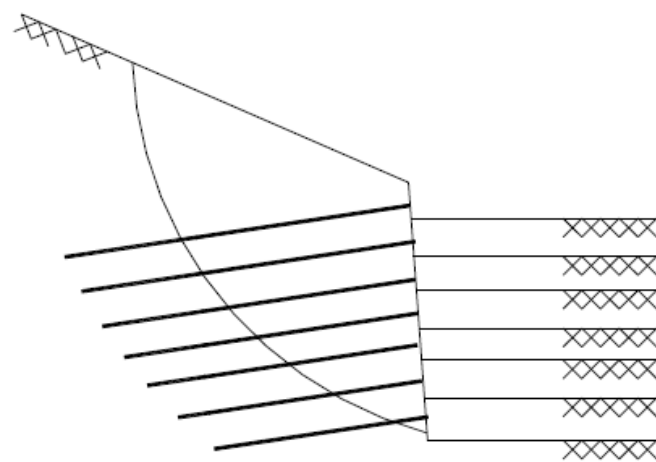
Figura 5 - Comparação do NATM com a técnica convencional do revestimento rígido



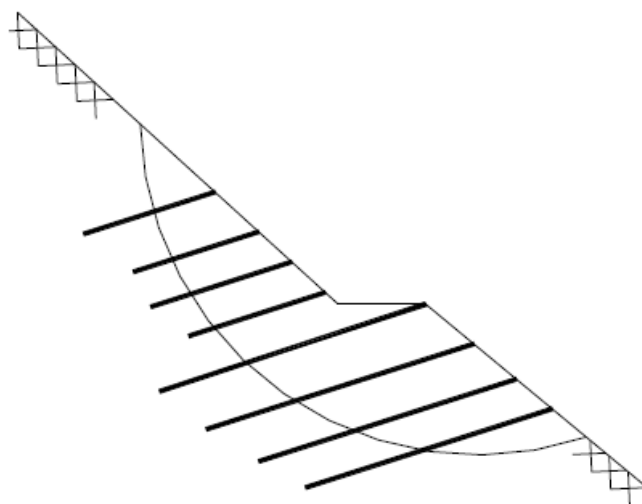
Fonte: Rabcewics (1964).

O grampeamento do solo obtém um reforço proveniente da inclusão de elementos resistentes à flexão composta, denominados grampos. Estes grampos podem ser barras de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, microestacas, ou em casos particulares, estacas. A instalação dos grampos é realizada subhorizontalmente, para que assim o elemento resista aos esforços de tração e cisalhamento. Portanto, o solo grampeado é uma técnica recomendada para a contenção de escavações e estabilização de taludes (Figura 6).

Figura 6 - Aplicações da técnica do solo grampeado



(a) escavações



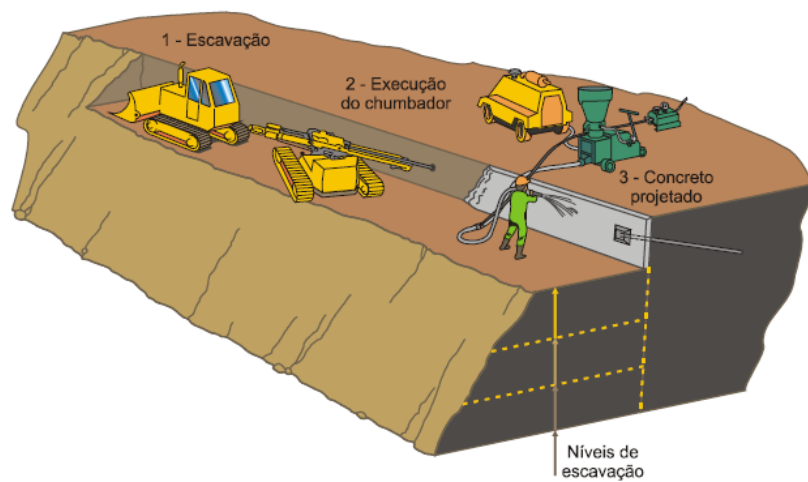
(b) estabilização de taludes

Fonte: GEORIO (2000).

2.4.1 Processo de Execução

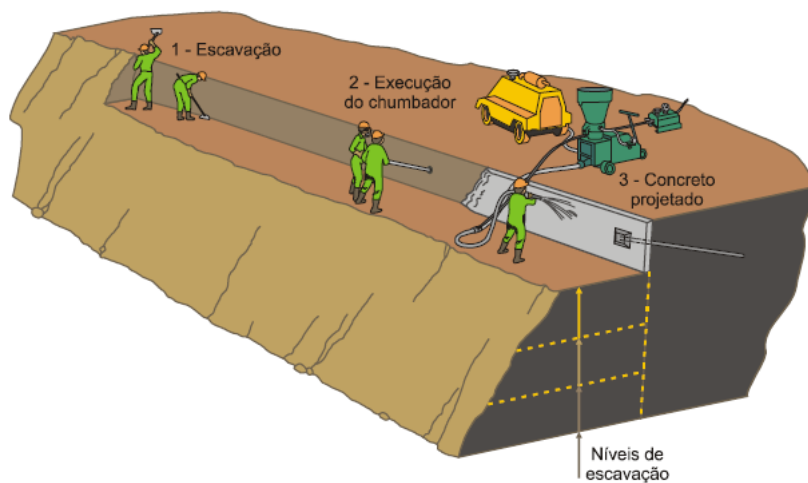
Segundo Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993), a técnica de solo grampeado tem sido utilizada na contenção de taludes naturais ou previamente escavados, onde as condições de estabilidade não são apropriadas, e também em taludes resultantes de escavações, onde o grampeamento é feito em etapas, à medida em que a escavação é executada (Figuras 7 e 8).

Figura 7 - Fases construtivas de solo grampeado com equipamentos pesados



Fonte: Zirlis (1999).

Figura 8 - Fases construtivas de solo grampeado com equipamentos manuais



Fonte: Zirlis (1999).

No caso da estabilidade de escavações, o grampeamento é feito juntamente à medida em que a escavação avança, geralmente a uma profundidade de 1 a 2 m, criando uma área de solo reforçado que atuará como um suporte para o material atrás, sem reforço.

O solo escavado e grampeado deve apresentar uma resistência aparente não drenada ao cisalhamento mínima de 10 kPa, para manter-se estável. Este valor é facilmente obtido na maioria dos solos argilosos e arenosos, incluindo-se as areias puras úmidas, devido à capilaridade. (ORTIGÃO; ZIRLIS; PALMEIRA, 1993). Portanto, este método não é indicado para solos constituídos de areias secas e sem nenhuma cimentação entre grãos ou em solos argilosos muito moles.

Segundo Clouterre (1991) e Gässler (1990), pode-se predefinir valores típicos de alturas de escavação para diferentes tipos de solos, conforme Tabela. 6

Tabela 6 - Tipos de solos e alturas de escavação

Solo	Altura de escavação em cortes vertical (m)
Silte	1,2 a 2,0
Argila	1,5 (normalmente adensada) 2,5 (pré-adensada)
Areia	1,2 (medianamente densa com cimentação) 1,5 (densa com cimentação) 2,0 (cimentada)
Pedregulho	0,5 (com coesão aparente) 1,5 (imematdo)

Fonte: Elaborada pelo autor, com base em Clouterre (1991) e Gässler (1990).

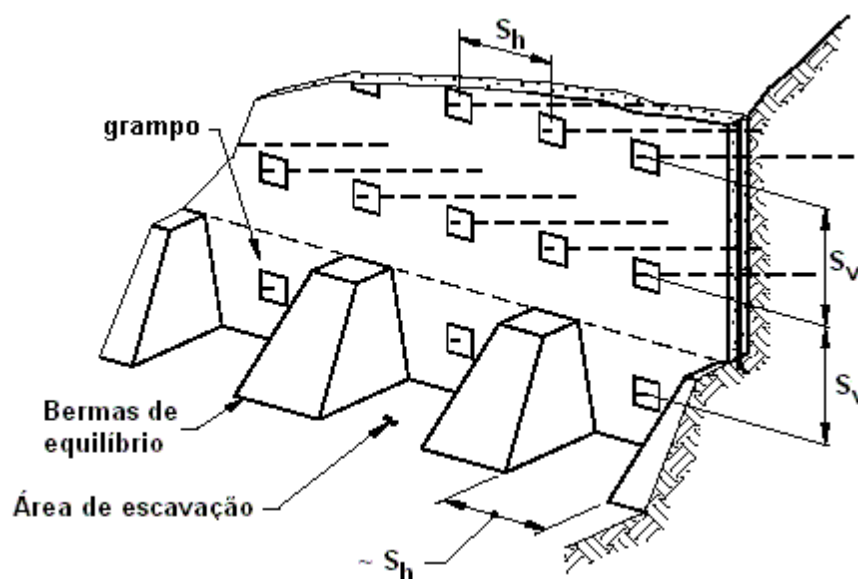
A execução inicia com o corte do solo, obedecendo a geometria especificada em projeto, ou não, caso o projeto seja de reforço do talude. Após, executa-se a primeira linha de chumbadores e aplicação do revestimento de concreto projetado. Em taludes naturais ou previamente cortados, o grampeamento pode ser efetuado de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. (ZIRLIS, 1999).

O usual, quando se trata de reforço com solo grampeado em taludes resultantes de escavações mecânicas ou manuais, é a realização de fases sucessivas, ou seja, executadas de cima para baixo, pois assim que as linhas de cortes são executadas, a instalação dos grampos é feita, já estabilizando a linha finalizada.

Para a escavação manter-se estável utilizam-se juntamente outras técnicas de contenção, pois uma estrutura em solo grampeado possui uma fase crítica durante o processo executivo, relacionada a uma instabilidade local em função da altura de solo a ser escavada. (LIMA, 2007).

De acordo com Lima Filho (2000), é recomendado uma inclinação de 5° a 10° do paramento, em relação à vertical, assim, na fase construtiva haverá um ganho de estabilidade geral do conjunto, ainda é possível realizar outro procedimento, que reduz os deslocamentos nas etapas construtivas, que é a escavação em bermas ou nichos (Figura 9).

Figura 9 - Processo de escavação em bancadas



Fonte: Lazarte et al. (2003).

2.4.2 Execução dos Chumbadores

Chumbadores são definidos como peças moldadas *in loco*, através de operações de perfuração e fixação de armação metálica, com injeção de calda de cimento. (ZIRLIS, 1999).

2.4.2.1 Perfuração

A etapa de perfuração geralmente é executada por equipamentos considerados leves, pesando entre 5 e 1.000 kgf, com fácil trabalhabilidade em qualquer talude.

Utiliza-se água, ar ou lama como fluido de perfuração e limpeza dos furos, caso o furo seja executado com trado helicoidal contínuo, não há a necessidade de utilizar nenhum tipo de fluido. Ainda há a possibilidade de utilizar perfuratrizes tipo sonda, *crawlair*, *wagon drill* ou perfuratrizes manuais, quando se necessita de uma profundidade ou diâmetro específico, ou em determinados áreas de trabalho. Em situações que se deseja alta produtividade, o uso de esteiras de perfuração é o mais comum, seu peso varia entre 2.000 e 4.000 kgf. Utiliza-se uma inclinação padrão na execução dos chumbadores, abaixo da horizontal, esse valor varia de 5° a 30°. (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

O meio de perfuração deve ser previamente estudado, para que o local a ser perfurado mantenha-se estável até o final da injeção da calda. Segundo Abramento, Koshima e Zirlis (1998, p. 658), “caso seja utilizada lama bentonítica, deverá ser assegurado o não prejuízo do atrito lateral, por uma lavagem eficiente da lama com calda de cimento.” Nestes casos é altamente recomendado um maior número de ensaios de arrancamento.

2.4.2.2 Introdução dos elementos resistentes

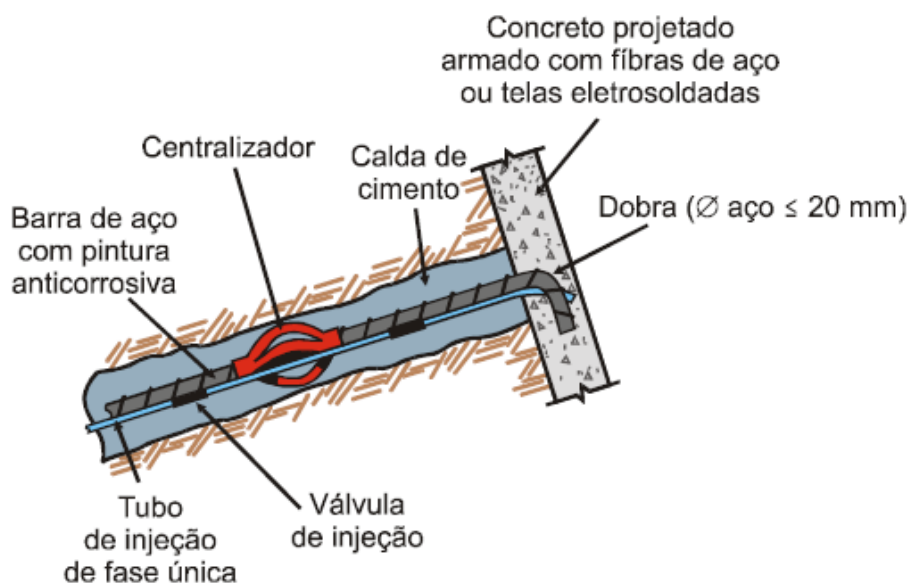
De acordo com Abramento, Koshima e Zirlis (1998), finalizada a perfuração, inicia-se a instalação e fixação das barras metálicas, estas devem receber um tratamento prévio contra a corrosão, normalmente através de resinas poliméricas e calda de cimento, assim, mantendo as características de resistência ao longo do tempo.

Para garantir a centralização contínua das barras no furo, utilizam-se dispositivos ao longo da barra, conhecidos como espaçadores, para garantir que a barra receba um recobrimento constante da calda de cimento. (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

As barras possuem usualmente diâmetro de 10 a 25 mm, para barras com diâmetro até 20 mm, é feita uma dobra com cerca de 20 cm em sua extremidade, os espaçadores são instalados a cada 2 m. As barras que possuem diâmetros iguais ou superiores a 22 mm dificultam o processo de dobra, obrigando a utilização de placa e porca para sua fixação, é comum também a utilização de solda para esta fixação. (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

Junto às barras podem ser presas mangueiras de polietileno, com diâmetro que varia de 10 a 15 mm, utilizadas para outra aplicação de calda de cimento, desta vez setorizada, para proporcionar uma melhor adesão entre calda e solo. A Figura 10 ilustra detalhadamente as partes constituintes de um chumbador. (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

Figura 10 - Partes constituintes de um Chumbador

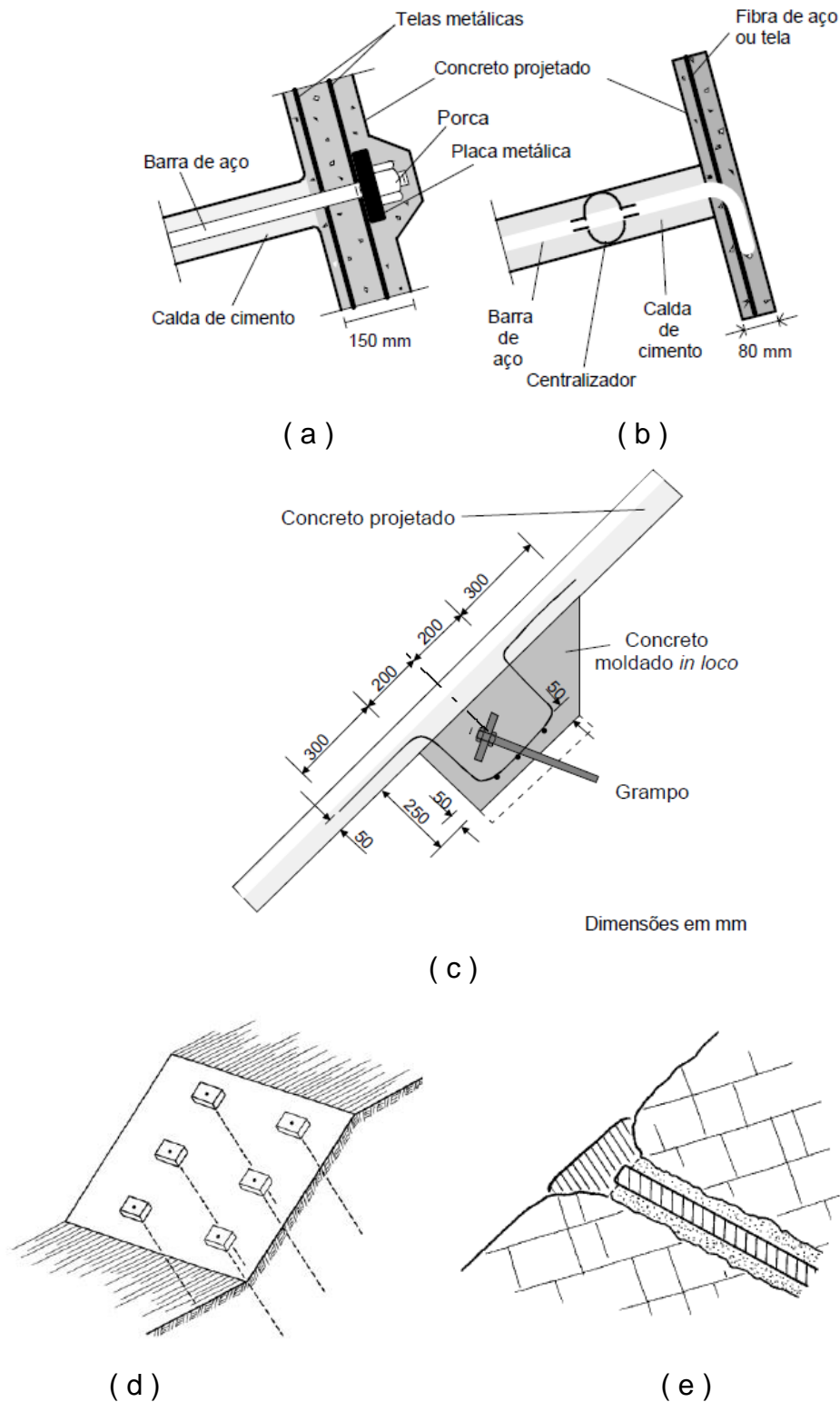


Fonte: Zirlis (1999).

Geralmente os grampos são feitos de aço, do tipo CA-50, DYWIDAG, Incotep ou Rocsolo, variando de 12,5 mm a 41 mm, no Brasil. Na Europa os grampos mais utilizados são feitos de aço tipo DYWIDAG ou GEWI. (LIMA, 2007).

A Figura 11 ilustra diferentes conformações utilizadas na extremidade dos grampos, como a dobra e o sistema de fixação com placa e porca. (LIMA, 2007).

Figura 11 - Tipos de cabeça dos grampos: (a) $\phi_{aço} \geq 20\text{mm}$; (b) $\phi_{aço} < 20\text{mm}$; (c) extremidade embutida no terreno; (d) com bloco de proteção; (e) extremidade embutida sem placa metálica

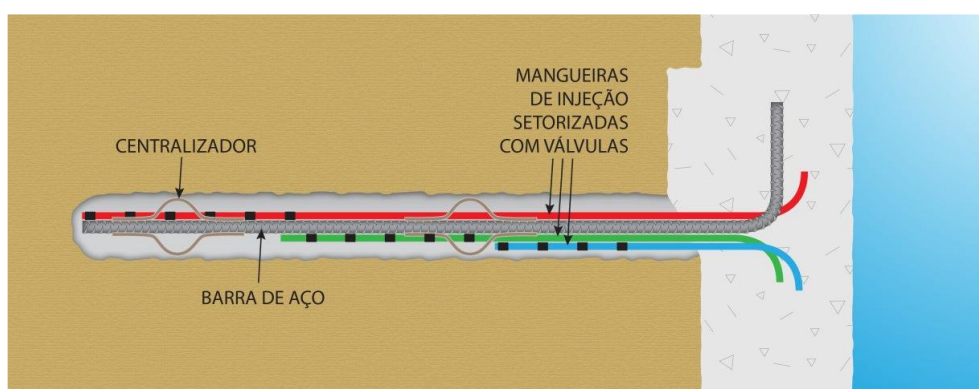


Fonte: Adaptado pelo autor com base em Ortigão e Sayão (2000) e Ingold (2000).

2.4.2.3 Injeção da calda de cimento setorizada

Segundo Abramento, Koshima e Zirlis (1998), a introdução da calda de cimento setorizada através das mangueiras não é obrigatória, porém, é extremamente recomendado, devido a técnica garantir um melhor preenchimento do furo e melhorar a adesão com o solo. As mangueiras possuem válvulas de injeção, espaçadas a cada 50 cm, conforme a Figura 12.

Figura 12 - Setorização da aplicação de calda de cimento



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

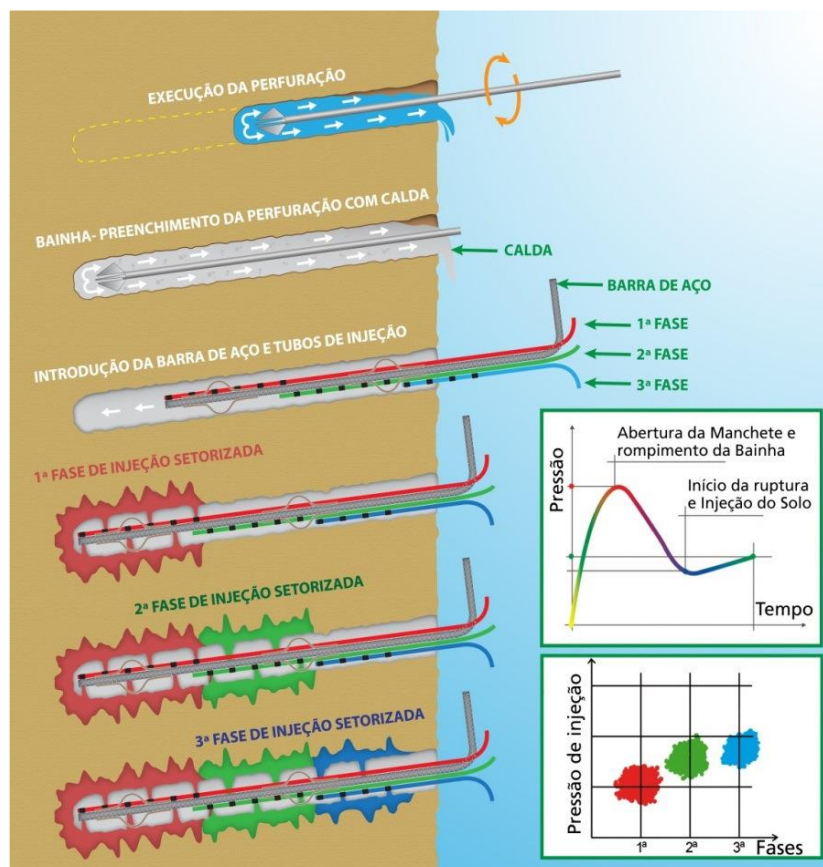
De acordo com Zirlis, Pitta e Souza (2015), existe uma sequência correta para o processo de injeção, como descrito a seguir:

- a) as etapas de injeção somente podem ser iniciadas após a finalização da bainha, geralmente com um intervalo entre 6 e 24 horas;
- b) comumente adota-se um traço a/c entre 0,5 e 0,7 para a calda de cimento, em peso;
- c) a calda de cimento é preparada em um misturador de alta turbulência, entre 40 e 100 litros, volume equivalente a 1 ou 2 sacos. A velocidade do misturador deve ser maior ou igual a 1750 rpm;
- d) a 1ª etapa compreende a injeção na região do setor inferior, espera-se que o consumo de calda seja entre 5 e 15 litros por metro de chumbador;
- e) é feita a medição da pressão necessária para injeção do volume escolhido, adota-se que mesmo não sendo na mesma região, é indicado que a 2ª etapa seja executada após cerca de 4 a 8 horas;

- f) é possível que as medidas de pressão sejam baixas ou até nulas, nesta situação é indicado que sejam executadas mais etapas de injeção, assim, faz-se necessário uma nova montagem das válvulas no grampo. Dependendo das características do solo, pode-se ajustar os volumes anteriormente citados;
- g) o passo anterior é repetido para a 2ª e 3ª etapas, o número de vezes que estiverem previstas em projeto;
- h) tanto a continuidade do projeto quanto algum ajuste necessário dependem das análises feitas pelo executor e projetista, após a observação dos dados.

A Figura 13 apresenta uma sequência ilustrativa deste procedimento.

Figura 13 - Fases construtivas do Chumbador



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

2.4.3 Revestimento em Concreto Projetado

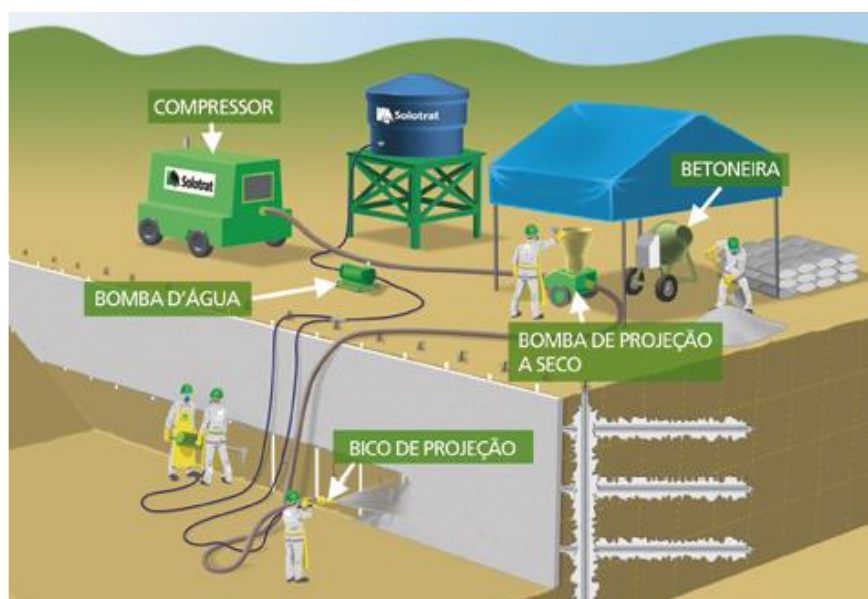
Denomina-se Concreto Projetado devido ao sistema executivo das peças de concreto utilizadas neste sistema, diferente do sistema convencional, não são utilizadas fôrmas, o concreto é moldado por meio de condução de ar comprimido. É comum o uso de ferragens convencionais para reforço da estrutura, assim como telas eletrosoldadas ou fibras de acordo com a necessidade do projeto (ZIRLIS, 1999).

Zirlis (1999), explica que pode-se obter o concreto projetado de duas maneiras, por via seca ou via úmida. O que diferencia os dois métodos é o jeito de preparo e condução dos componentes do concreto:

- a) via seca: o preparo é feito seco, obtendo a adição de água somente junto ao bico de projeção do mangote, momentos antes da aplicação. É o método mais utilizado, se preparado em obra traz grandes vantagens no seu uso, pois sempre haverá concreto à disposição, não importando a quantidade ou o momento que será necessário;
- b) via úmida: o preparo é feito antes, de forma convencional, e depois é conduzido até o local de aplicação.

A Figura 14 ilustra os equipamentos utilizados no revestimento de concreto.

Figura 14 - Arranjo de equipe e equipamento para concreto projetado

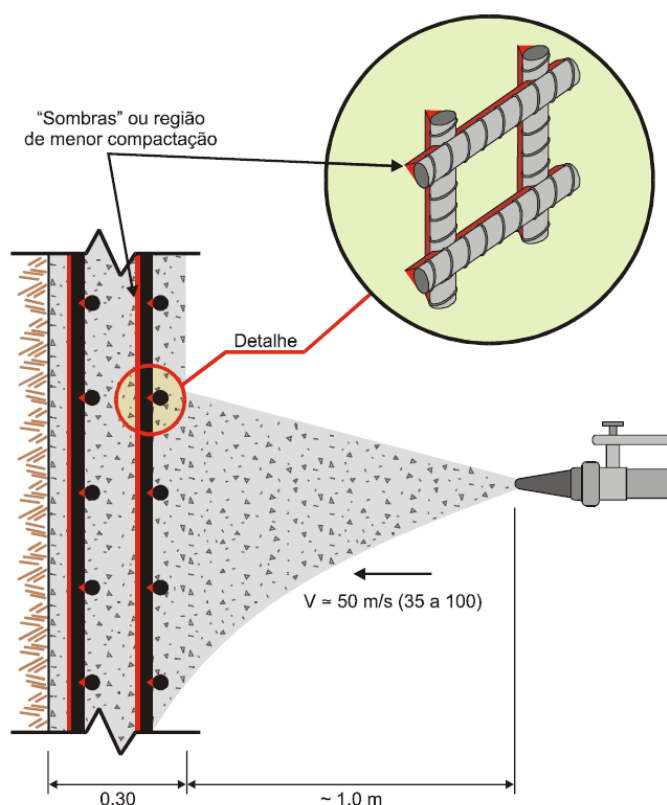


Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

2.4.4 Armação do elemento de concreto

Segundo Zirlis (1999), a instalação de camadas de telas eletrosoldadas é o método mais utilizado para armação da proteção de concreto projetado. O autor destaca a importância de se fazer a execução em etapas, sendo a tela instalada após cada camada de concreto projetado, pois a colocação prévia das telas para posterior concretagem única pode ocasionar em vazios (sombras) no paramento. A Figura 15 ilustra os vazios, denominadas sombras, no momento da concretagem.

Figura 15 - Detalhes das “sombras” na projeção do concreto



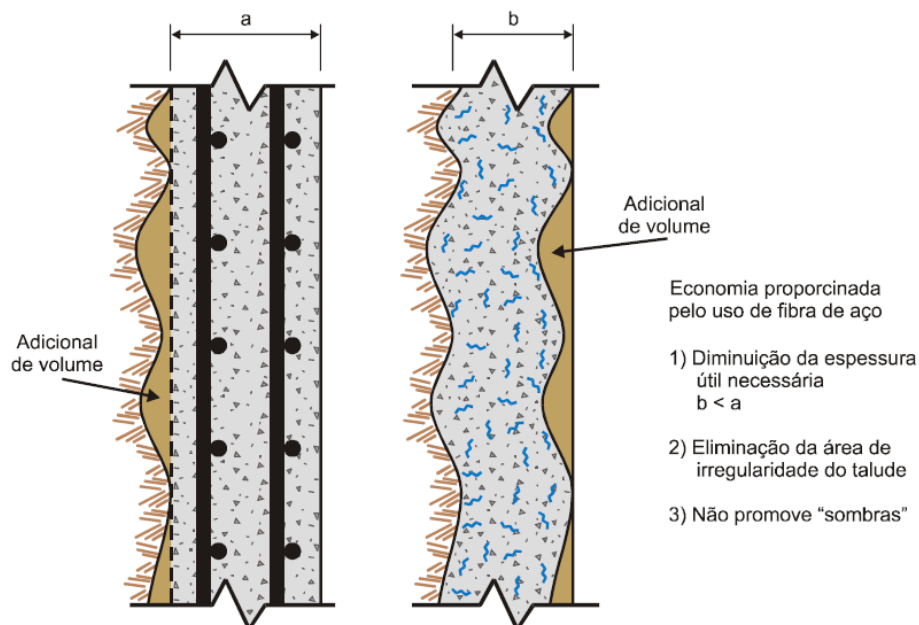
Fonte: Zirlis (1999).

Outra técnica que vêm sendo utilizada desde de 1992, é a combinação de fibras metálicas de aço, mistura feita na própria betoneira ou caminhão betoneira, ocasionando em uma mistura homogênea, não prejudicando o concreto. (ZIRLIS, 1999).

Conforme Zirlis (1999), não ocorre a necessidade de utilização de diferentes equipamentos, além de reduzir a mão de obra, devido à não necessidade de uma equipe para a montagem e instalação das telas eletrosoldadas.

Vantagens obtidas na escolha da utilização de fibras (Figura 16).

Figura 16 - Detalhe das diferenças entre a solução com fibras e a com tela



Fonte: Zirlis (1999).

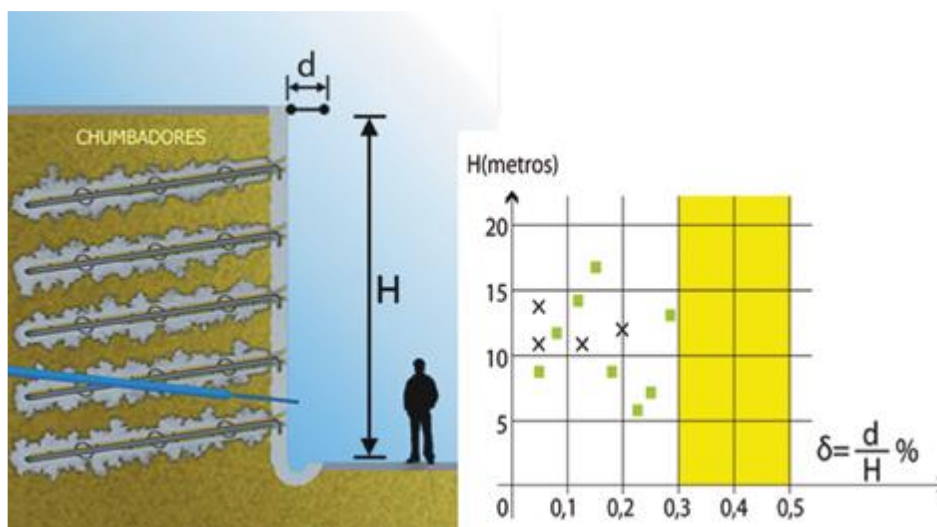
O resultado é um concreto eficiente, de baixa permeabilidade, devido às fibras concederem resistência aos efeitos de tração que ocorrem no início da cura do concreto e uma peça final homogênea por inteiro. Contudo, a não utilização de armadura, deixa de exigir o cuidado com o cobrimento mínimo da peça, pois a corrosão proveniente do contato com a atmosfera age somente nas fibras da face do paramento, não se estendendo às localizadas no interior do concreto. (ZIRLIS, 1999).

Segundo Pinto e Silveira (2001), em inclinações mais suaves, na ordem de 45° , é comum a adoção de revestimento vegetal, também chamado de Solo Grampeado Verde ou Solo Grampeado Ecológico.

2.4.5 Deformações do Elemento

Segundo Zirlis, Pitta e Souza (2015), a deformação horizontal da crista é o indicador internacional para caracterização da estabilidade de uma contenção com solo grampeado. Utiliza-se uma relação entre a deformação medida e a altura escavada até o presente, obtendo-se uma grandeza expressa em porcentagem (Figura 17).

Figura 17 - Índice de deformação



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

De acordo com Zirlis, Pitta e Souza (2015), o método atualmente utilizado provém de um sistema de medição simples, já que anteriormente se fazia necessária a frequência de um topógrafo na obra para realizar as medições. A nova técnica utilizada é feita através de extensômetros múltiplos, projetados e construídos semelhantes a um tirante, constituído por 3 fios de 8 mm, ancorados em diferentes áreas na cabeça, assim, possibilitando a medição de seus alongamentos referente ao paramento de concreto.

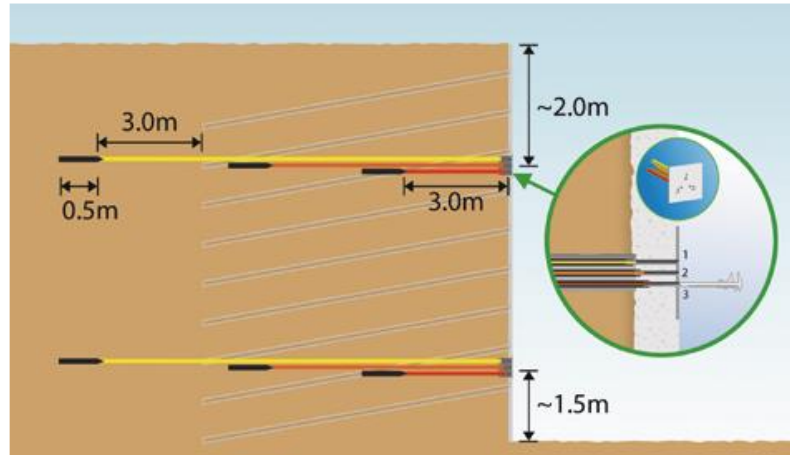
A medida mínima de comprimento de ancoragem das barras é de 50 cm, para uma medição eficaz. Os extensômetros necessitam obedecer aos seguintes comprimentos:

- o maior extensômetro deve possuir no mínimo 3 metros a mais que o segundo maior chumbador;
- o extensômetro intermediário deve possuir uma dimensão entre o maior e o menor;
- o menor deve ser projetado e construído com dimensão mínima de 3 metros de trecho livre.

Para a obtenção dos dados de comportamento do paramento inteiro, se faz necessário a instalação de no mínimo dois conjuntos de extensômetros por prumada, o primeiro a 2 m da crista e o segundo a 1,5 m da base do paramento, conforme Figura 18. Segundo Zirlis, Pitta e Souza (2015), as leituras devem ser efetuadas diariamente

seguinto o avanço da contenção, após o término das obras deve-se manter as leituras por mais três meses, sendo estas executadas semanalmente.

Figura 18 - Extensômetro múltiplo, ancoragem e detalhe junto à cabeça



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

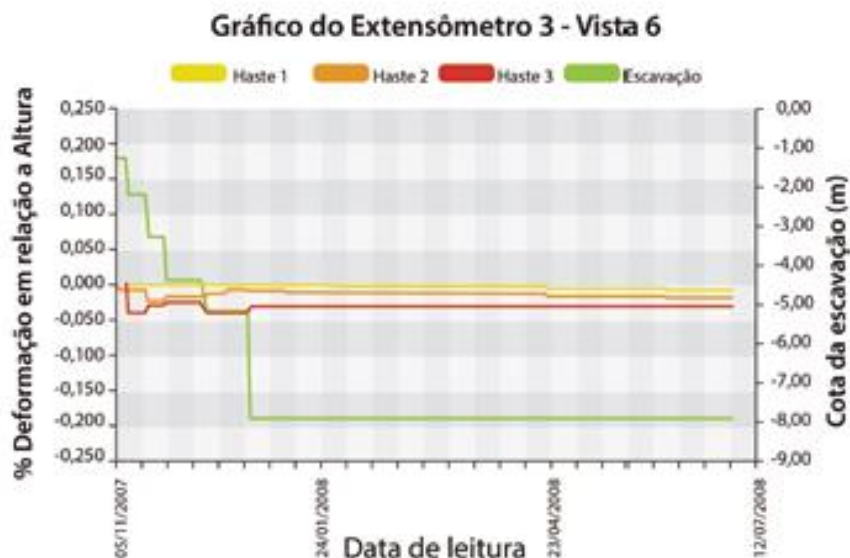
A posição dos extensômetros deve ser devidamente estudada, para obter leituras ao longo de toda a construção (Figura 19). Após cada leitura os dados são repassados para um quadro geral, indicando o ponto medido e suas deformações em cada haste (Figura 20). (ZIRLIS; PITTA; SOUZA, 2015).

Figura 19 - Leitura de deformação horizontal



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

Figura 20 - Apresentação dos dados



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

2.4.6 Ensaios de arrancamento

De acordo com Schlosser e Unterreiner (1990), a resistência ao cisalhamento é um dos parâmetros críticos para a análise de um projeto de solo grampeado, no contato solo-grampo (q_s). Os autores destacam que o valor de q_s é diretamente dependente das propriedades do solo, do grampo e da interface solo-grampo.

O ensaio de arrancamento (Figura 21), também chamado de ensaio de tração ou *pull test*, é alcançado experimentalmente, já que não há normatização para a realização deste ensaio até o momento. (FEIJÓ, 2007).

Alguns autores ressaltam os fatores que induzem os valores de q_s : as propriedades do terreno, a tecnologia utilizada, o tipo de material do grampo, a limpeza do furo e o tipo de calda de cimento utilizada, com ou sem aditivos. (SMITH, 1992; FRANZÉN, 1998; MAGALHÃES, 2005; PROTO SILVA, 2005).

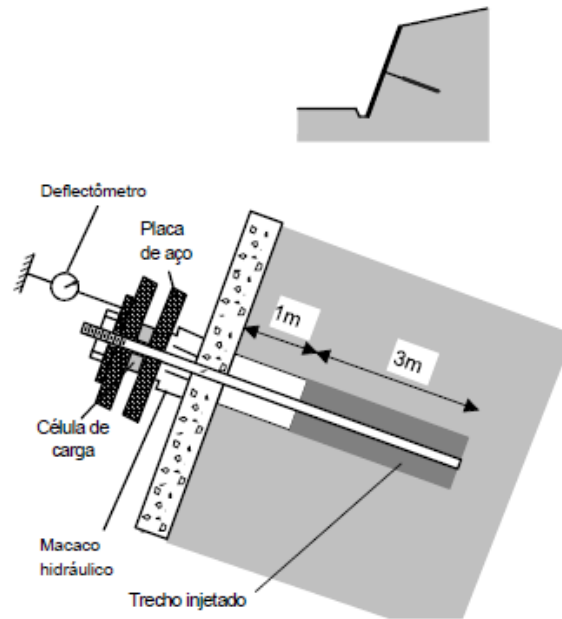
Ortigão (1997) aponta uma série de cuidados que geram grande impacto no desempenho dos grampos, referente à resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo:

- a) limpeza do furo - a limpeza do furo é feita durante a perfuração, com duas possibilidades técnicas. Limpeza à seco, executada com o auxílio

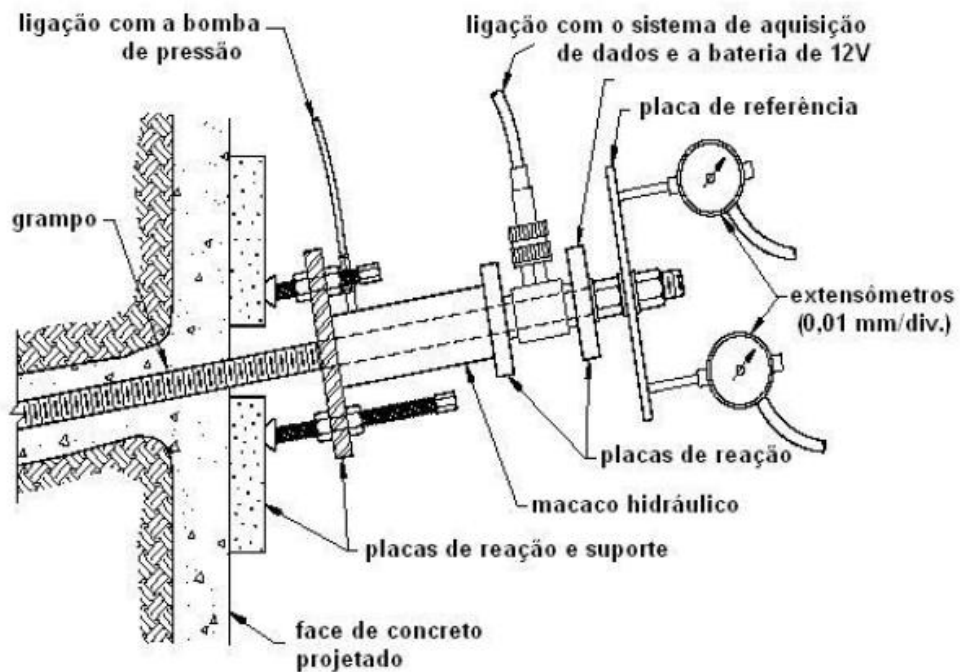
de ar comprimido, ou lavagem, que utiliza água ou fluídos específicos para a situação, com a utilização de equipamentos rotativos;

- b) espaçadores e centralizadores - são dispositivos comuns, com a possibilidade de serem fabricados na própria obra. Possuem a função de garantir que a barra fique centrada no furo. A instalação é feita a cada 2 ou 3 m ao longo do grampo;
- c) tubo lateral plástico de injeção - dispositivo com a função de garantir que a calda de cimento preencha toda a área do furo, evitando vazios. É considerada uma prática obrigatória para uma boa execução, principalmente em grampos longos, que atingem um comprimento superior a 3 m;
- d) fator água-cimento e materiais - cuidados com a seleção de materiais para a calda de cimento e o controle do fator de água-cimento são ações de suma importância para a boa execução dos grampos;
- e) aditivos - os mais utilizados são o expensor de calda de cimento, com a função de evitar a retração, e o acelerador de pega, que viabiliza a concepção do paramento em menor tempo.

Figura 21 - Ensaio de arrancamento



(a) esquema do ensaio



(b) detalhes da cabeça do grampo

Fonte: Adaptado pelo autor com base em Porterfield, Cotton e Byrne (1994); Ortigão e Sayão (2000).

Segundo Clutterre (1991), o valor de q_s , obtido através do ensaio de arrancamento, é definido pela Equação 1.

$$q_s = \frac{T_N}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_{inj}} \quad (1)$$

Onde:

q_s = resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo;

T_N = força normal máxima (responsável pela ruptura do grampo por cisalhamento);

ϕ_{furo} = diâmetro do furo;

L_{inj} = comprimento do bulbo (zona passiva do grampo).

Segundo GEORIO (2000), através de seu manual, é indicado a execução de ensaios de arrancamento durante a obra, em pelo menos dois grampos ou em 1% da totalidade prevista em projeto. Visando a confirmação dos valores de resistência q_s conforme projeto. O manual indica esta prática para que sejam possibilitados os ajustes em projeto conforme o avanço das obras.

Falconi e Alonso (1996) determinam que o ideal é a execução dos ensaios de arrancamento para cada dez grampos permanentes.

Clouterre (1991) indica algumas recomendações referentes à análise dos ensaios de arrancamento. Caso durante o ensaio sejam medidas somente as forças, o resultado atingido será o parâmetro que indica a própria força de arrancamento. Contudo, se há o monitoramento dos deslocamentos dos grampos durante os ensaios, haverá a possibilidade de analisar o desempenho da interação solo-grampo. Clouterre (1991) também apresenta resultados obtidos através de seu projeto, o Projeto Clouterre, que determina a importância de ensaios de dois tipos: os ensaios preliminares, realizados ainda na fase de projeto e os ensaios executados durante as obras, chamados de ensaios de conformidade e de inspeção. Através dos resultados destes ensaios, o projeto vai se ajustando para uma melhor obtenção de resultados.

A Tabela 7 apresenta o número de ensaios sugeridos pelo Projeto Clouterre. (CLOUTERRE, 1991).

Tabela 7 - Número de ensaios de arrancamento segundo o Projeto Clouterre

Ensaio de arrancamento			
Área da face (m ²)	Preliminares e de conformidade	Área da face (m ²)	de inspeção
Até 800	6	Até 1000	5 (para cada camada de solo) e
800 a 2000	9		1 (para cada fase de escavação)
2000 a 4000	12	Maior que 1000	Aumenta-se em 1 para cada 200 m ²
4000 a 8000	15		
8000 a 16000	18		
16000 a 40000	25		

Obs.: Ensaio preliminar: executados na fase de projeto; Ensaio de conformidade: feitos durante a construção para se verificar os valores de q_s do projeto; Ensaio de inspeção: realizados durante a obra, próximos aos grampos permanentes.

Fonte: Adaptado de Clouterre (1991).

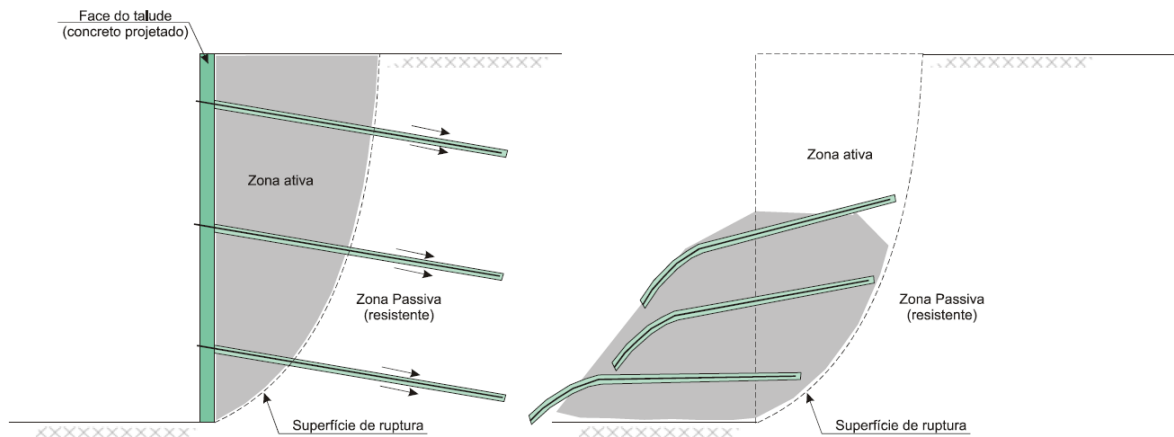
2.4.7 Resistência aos esforços cisalhantes e fletores

Os grampos sofrem também esforços transversais, mesmo que com menor frequência, se comparados aos esforços normais. De acordo com Feijó (2007), é devido a estes esforços transversais que acarretam no aparecimento de esforços cisalhantes e fletores ao longo dos grampos.

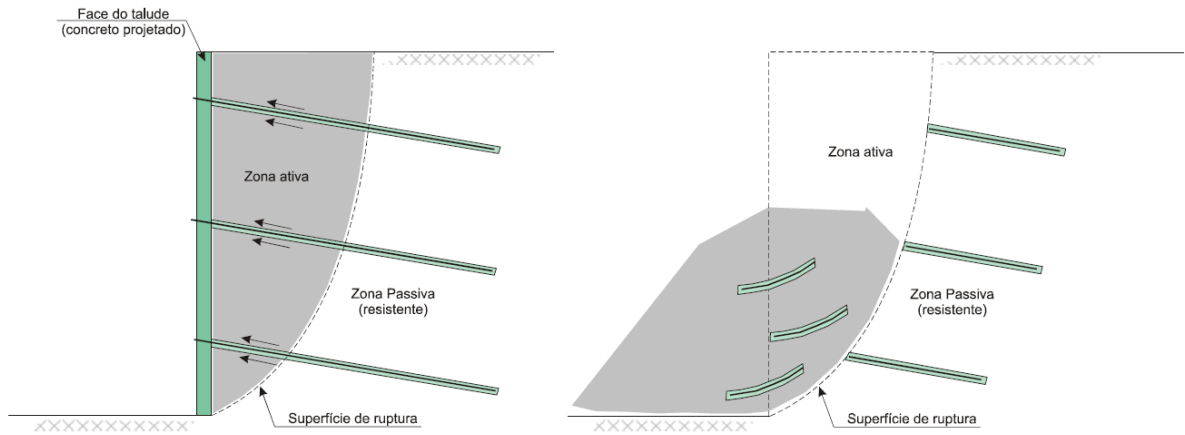
Conforme ilustra a Figura 22, estes esforços podem levar a diferentes formas de ruptura do grampo. Segundo Feijó (2007, p. 22), “A magnitude desses esforços está diretamente ligada à rigidez do grampo e a relação entre a direção do reforço e da deformação principal maior [...]”.

Feijó (2007) destaca que há uma discussão a anos entre profissionais da área de geotecnia, para resolver o impasse sobre o quanto realmente estes esforços cisalhantes e fletores prejudicam a estabilidade global do paramento.

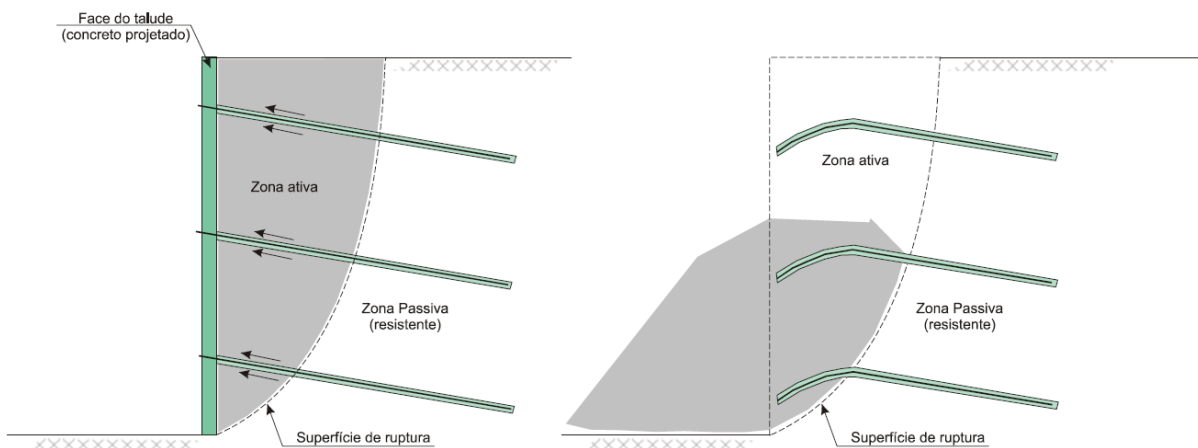
Figura 22 - Modos de ruptura em uma estabilização em solo grampeado



a) resistência ao arrancamento do grampo na zona passiva;



b) resistência do grampo a esforços de cisalhamento e flexão;



c) resistência estrutural da face (de menor importância).

Fonte: Feijó (2007).

A literatura indica diversos critérios de dimensionamento visando a diminuição destes esforços, critérios estes que podem ser adaptados para praticamente todos os modelos de cálculos atuais. O indicado é fazer uma análise crítica para cada caso, e posterior, aplicar o modelo de dimensionamento mais pertinente na resolução do problema.

2.4.8 Vantagens e limitações do método

Quando se compara as diversas técnicas de estabilização de taludes, o solo grampeado apresenta diversas vantagens sobre algumas delas, como: muros de concreto armado, alguns geossintéticos e até as cortinas atirantadas, outro assunto em destaque neste trabalho. A seguir são apresentadas as vantagens e desvantagens do método de solo grampeado, baseado na literatura, como: Abramento, Koshima e Zirlis (1998), Feijó (2007), Azambuja, Strauss e Silveira (2001), Bruce e Jewell (1986), Byrne et al. (1998), Ingold (1995), Mitchell e Villet (1987), Moraes e Arduino (2003), Myles (1995), Porterfield, Cotton e Byrne (1994), Soares e Gomes (2003), Tozatto (2000), Zirlis e Pitta (1992).

As vantagens mais importantes são:

- a) baixo custo - para a execução do sistema o único elemento estrutural é o próprio grampo, quando não utilizado concreto projetado, já que o talude tem sua proteção constituída por outros sistemas, como por exemplo, proteção com vegetação, painéis pré-fabricados, entre outros. Todos possuem valores de mercado baixo, possibilitando a execução de um paramento mais econômico se comparado com outros sistemas;
- b) projeto adaptável às condições locais - o processo executivo possui uma grande facilidade de adaptação às características geométricas do talude, se adequando a inclinação da face e permitindo o ajuste no dimensionamento dos grampos durante as etapas de construção;
- c) rapidez na execução - possibilitam o avanço dos diversos serviços de contenção de maneira ininterrupta, não sendo necessário a pausa devido aos processos de cura do concreto ou ensaios de arrancamento dos grampos já finalizados;

- d) equipamentos leves - a utilização de equipamentos de pequeno porte viabiliza bastante a obra. Os equipamentos mais comuns são sondas rotativas, e o revestimento comumente é executado manualmente, ou com equipamentos de projeção de concreto.

As desvantagens mais importantes são:

- a) grampos são elementos passivos - a ocorrência de movimentações e deslocamentos no solo grampeado é necessária, dependendo da área crítica em que o paramento está instalado, há a possibilidade de causar danos em estruturas adjacentes;
- b) presença de nível d'água - a técnica de solo grampeado não é aconselhável na presença do lençol freático em solos permeáveis. Este fato ocasionaria em frequentes instabilizações localizadas, comprometendo a eficácia da aplicação do concreto projetado;
- c) aplicação em argila mole - Para estabilizar o maciço em situações que o solo é composto por argila mole, seria necessária uma alta densidade de chumbadores, caso seja observado elevados níveis de saturação. Estes chumbadores deverão ter comprimentos excessivos, tornando o uso da técnica não tão vantajoso se comparado a outros sistemas. Este fato acontece devido ao aumento da poropressão e das reduções no atrito entre solo-grampo.

2.4.9 Dimensionamento

Na literatura existem diversas técnicas para o dimensionamento da estabilização de taludes por meio do grampeamento do solo, segundo Mitchell e Villet (1987), a maioria delas são baseadas na análise do equilíbrio limite, onde examina-se a superfície potencial de ruptura. Existem outros modelos que baseiam-se nas tensões internas (JURAN e ELIAS, 1989) e outros que utilizam a teoria de escoamento (ANTHOINE, 1987).

Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993), apresentam os principais métodos utilizados para a análise de estabilizações por meio do solo grampeado (Tabela 8), indicando que todas estas técnicas atuam de maneira similar, subdividindo o terreno em uma

cunha ativa, limitada por uma superfície potencial de deslizamento e considerando a zona onde fixa-se os grampos como zona passiva. Através dos esforços estabilizantes dos grampos, junto à cunha ativa, é feita a análise da estabilidade global do paramento. O que distingue os métodos são a forma da superfície de ruptura, o método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e a natureza das forças atuantes no maciço.

Tabela 8 - Métodos de análise do solo grampeado

Características	Métodos					
	Alemão	Davis	Multicritério	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência (*)	Stocker et al., 1979	Shen et al., 1981	Schlosser, 1983	Juran et al., 1988	Bridle, 1989	Anthoine, 1990
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	Teoria do escoamento
Divisão da massa de solo	2 cunhas	2 blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global e local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bi-linear	Parabólica	Circular ou poligonal	Espiral Log	Espiral Log	Espiral Log
Grampos resistem a:						
Tração	X	X	X	X	X	X
Cisalhamento			X	X	X	
Flexão			X	X	X	
Inclinação da parede	Vertical / inclinada	Vertical	Qualquer	Vertical / inclinada	Vertical / inclinada	Vertical / inclinada
Nº de camadas de solo	1.0	1.0	Qualquer	1.0	1.0	1.0

Fonte: Adaptado de Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993).

Além destes métodos acima citados, há a possibilidade do cálculo de análise bidimensional, que visa reduzir a complexidade dos estudos das forças atuantes, analisando o maciço através de um problema de estática plana com base na geometria do talude. (CAPUTO, 2015).

Os *softwares* existentes no mercado utilizam iterações para determinar o fator de segurança, através de métodos consagrados da mecânica dos solos, analisando seções do talude previamente estabelecidas. (OLIVEIRA, 2006).

Neste trabalho o *software* geotécnico utilizado foi o Slide, da empresa Rocscience Inc., de Toronto no Canadá, usualmente empregado por diversas empresas da área geotécnica. O *software* analisa a estabilidade do talude através de

métodos conhecidos, como, Bishop, Fellenius, Janbu, Spencer. O software calcula o fator de segurança para as superfícies de ruptura circulares e não-circulares, após a inserção dos parâmetros do solo, como coesão, ângulo de atrito, peso específico, direção do deslizamento. (ROCSCIENCE, 2002). Há a possibilidade de inserção do posicionamento do lençol freático, determinando quais camadas do solo o mesmo possui efeito. (OLIVEIRA, 2006).

2.5 Cortina Atirantada

Define-se que cortinas atirantadas são contenções ancoradas em estruturas mais rígidas. Geralmente são compostas por tirantes injetados no solo, posteriormente protendidos, sua extremidade externa é presa em um muro de concreto armado, dimensionado para resistir aos empuxos que são criados devido ao sistema muro-tirante (Figura 23). (JOPPERT JÚNIOR, 2007; YASSUDA; DIAS, 1998).

Figura 23 - Cortina atirantada na estabilização de um corte



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

2.5.1 Componentes do Tirante

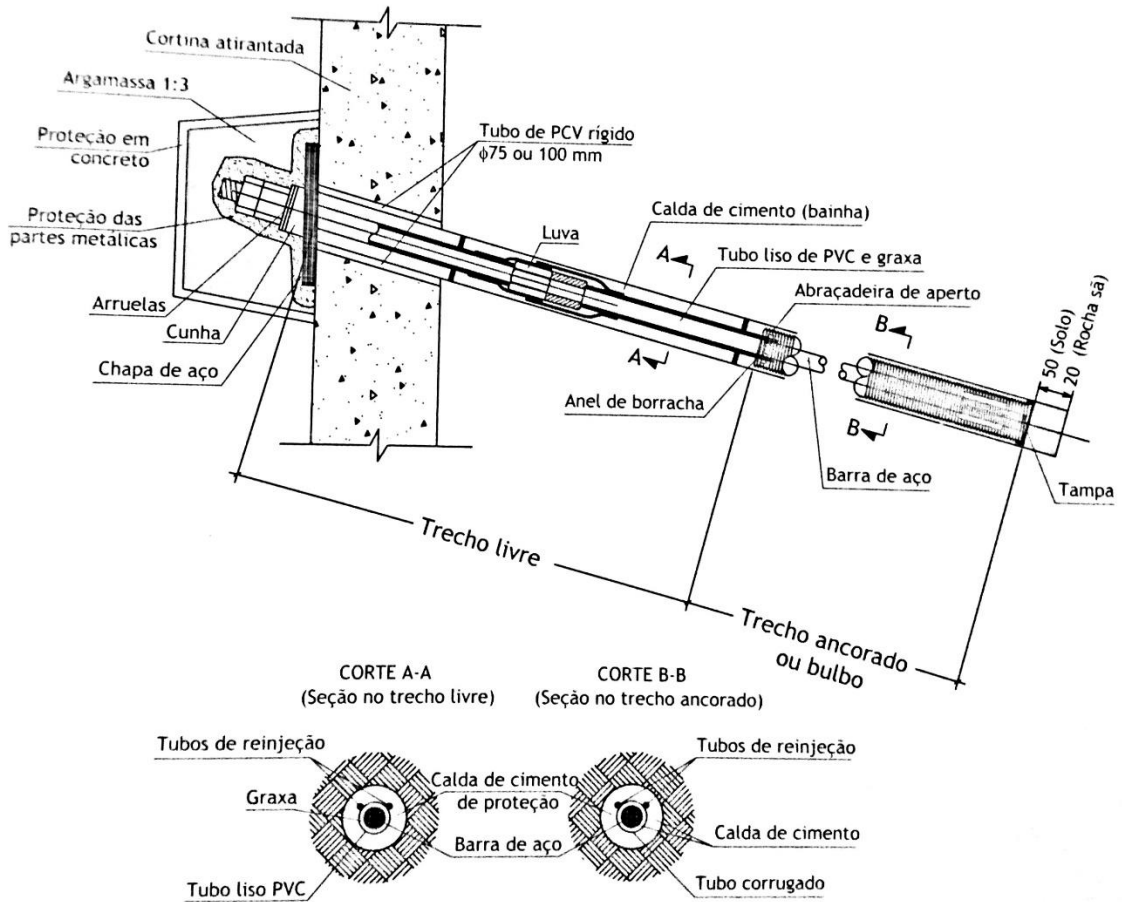
De acordo com Yassuda e Dias (1998), um tirante é composto por uma grande quantidade de peças e elementos, porém, três partes são consideradas principais para o seu dimensionamento e classificação, a cabeça, o comprimento livre e o bulbo

ou trecho ancorado, segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), as características de cada elemento são:

- a) cabeça - elemento responsável por transferir a carga do tirante à estrutura a ser ancorada, esta extremidade fica fora do terreno, é constituída por placas de apoio, cunhas, cones e porcas;
- b) trecho livre (LL) - compreende o trecho intermediário entre a cabeça do tirante e o ponto inicial de aderência do bulbo de ancoragem;
- c) trecho ancorado (L_b) - extremidade da ancoragem projetada para transmitir as cargas de tração para o terreno, é constituída pela barra metálica envolvida por uma calda de cimento injetada.

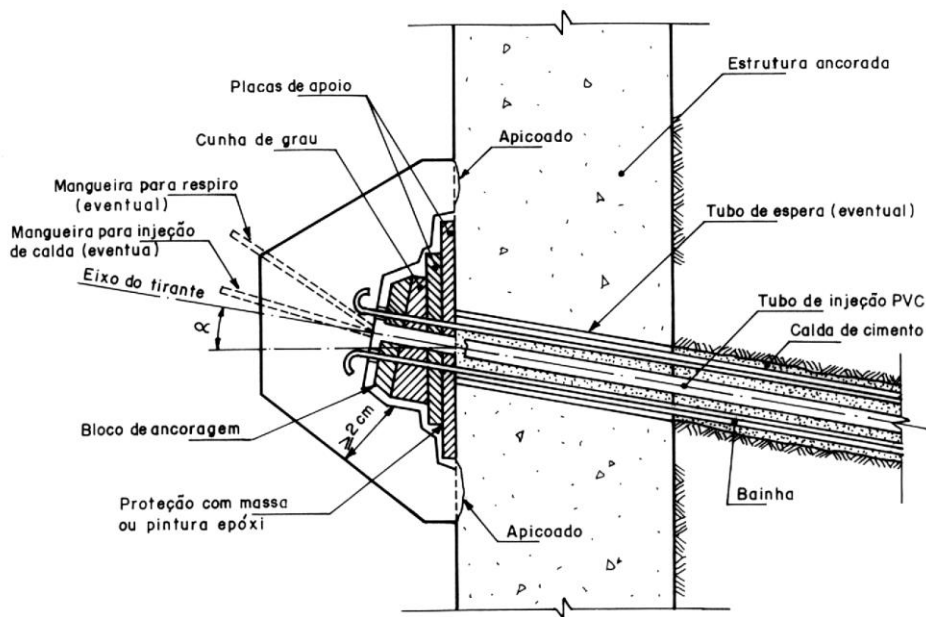
As Figuras 24, 25 e 26 ilustram os detalhes do tirante para melhor compreensão.

Figura 24 - Elementos do tirante



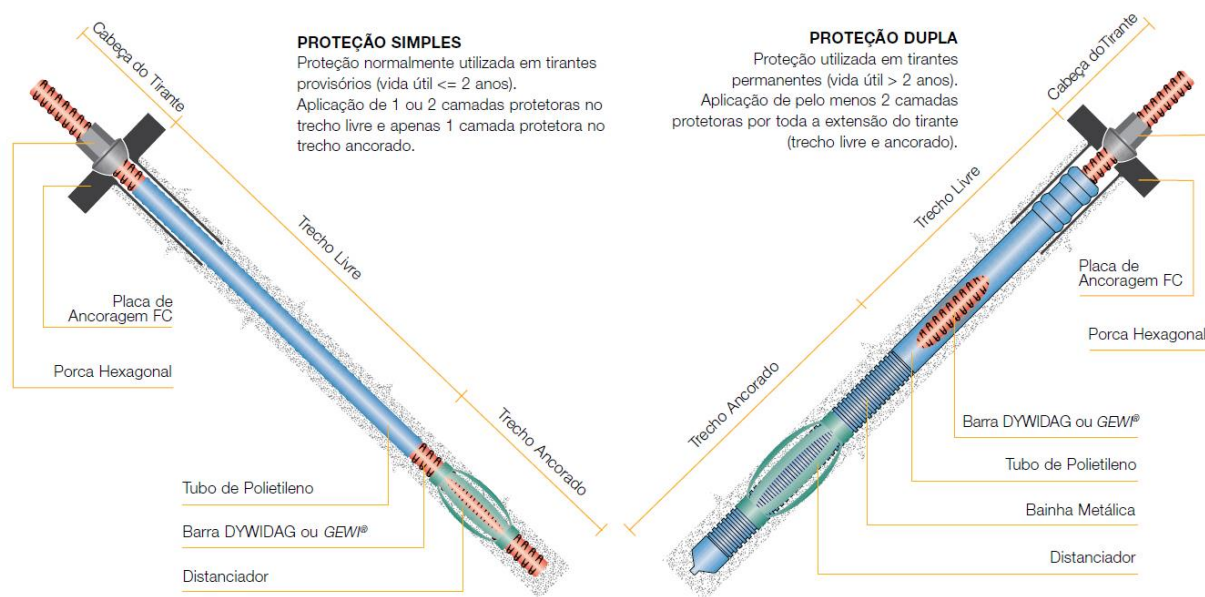
Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

Figura 25 - Detalhe da cabeça do tirante



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2006).

Figura 26 - Tirantes Dywidag



Fonte: DYWIDAG (2017).

2.5.2 Classificação

Os tirantes podem ser classificados de diferentes maneiras, são detalhadas no presente trabalho três delas: quanto a sua vida útil, quanto a sua constituição e quanto ao sistema de injeção. (YASSUDA; DIAS, 1998).

2.5.2.1 Classificação quanto à vida útil

Nesta classificação os tirantes são divididos em dois grupos, tirantes permanentes e tirantes provisórios. Define-se permanente os elementos dimensionados que se destinam a obras com duração superior a dois anos. Em contrapartida os provisórios são aqueles destinados a obras com até dois anos de duração. (YASSUDA; DIAS, 1998).

A classificação se faz importante devido a norma possuir diferentes coeficientes de segurança, proteção anticorrosiva e precauções construtivas deferentes para os dois tipos.

Ainda segundo Yassuda e Dias (1998, p. 614), “Na eventualidade de tirantes provisórios operarem por mais que 2 anos, a atual norma passa ao proprietário as providências para resguardar a segurança da obra”.

2.5.2.2 Classificação quanto à sua constituição

Segundo Yassuda e Dias (1998), os tirantes utilizados em obras de contenção trabalham com o seu elemento principal tracionado. São constituídos por uma ou mais barras de aço, por um conjunto de fios, por um conjunto de cordoalhas, e até mesmo por materiais sintéticos, este último com uso menos frequente.

A seguir uma breve descrição de cada tipo de tirante:

- a) tirante monobarra - são tirantes constituídos por somente uma barra de aço, eram os mais utilizados nas décadas de 1960 e 1970. Os diâmetros usuais eram entre 3/4" e 1.1/4" (YASSUDA e DIAS, 1998). Atualmente o mercado já possui barras com tensão de escoamento de 850 MPa e diâmetro de 75 mm. (ZIRLIS; PITTA; SOUZA, 2015);
- b) tirante de múltiplas barras - segundo Yassuda e Dias (1998), os tirantes de múltiplas barras possuem a sua idealização semelhante aos tirantes de múltiplos fios ou cordoalhas. A diferença destes modelos se encontra em seu bloco de ancoragem, pois, o tirante de múltiplas barras necessita de um bloco auxiliar, permitindo a utilização de um sistema de roscas e porcas, utilizados no momento da protensão e posterior incorporação do tirante;
- c) tirante de fios - de acordo com Yassuda e Dias (1998), a norma NBR 5629 (1977) regulamentava que o elemento individual que constitui o conjunto de fios dispusesse de uma área de aço mínima de 50 mm². A atualização da norma em 1996 era omissa em relação a este detalhe. A nova atualização em 2006 resgatou novamente esta necessidade. A carga de trabalho deste tipo de tirante é diretamente proporcional à quantidade de fios constituintes, porém, sempre respeitando o espaço mínimo entre os fios, para que a calda de cimento preencha todo o tirante, evitando vazios durante a execução. Atualmente os tirantes de fios são executados através do sistema de injeção em múltiplos estágios, sua cabeça possui um bloco de ancoragem com clavetes, cunhas ou botões, havendo a alternativa de se executar uma proteção simples ou dupla contra a corrosão;
- d) tirante de cordoalhas - constituído por cordoalhas de aço usualmente utilizadas em estruturas de concreto protendido, resistentes à tração.

Sua execução normalmente é feita juntamente com uma pintura de duas demãos de tinta epóxi-tar, em todo o comprimento do tirante. (YASSUDA; DIAS, 1998). Segundo Xanthakos (1991), a montagem deste tipo de tirante é feita com conjuntos de 4 a 20 fios, todos dispostos de maneira espiral no entorno de um fio reto;

- e) tirante sintético - Yassuda e Dias (1998), relatam o avanço da tecnologia aliado à engenharia de materiais, uma destas invenções foi a criação de elementos resistentes à corrosão, com alta resistência aos esforços de tração. Com a utilização de fibra de vidro, de carbono e de poliéster. O autor destaca que estes novos materiais permitem a criação de elementos com maiores diâmetros, podendo serem utilizados como tirantes de barras, assim como elementos mais tênues, obtendo uma semelhança com os tirantes de fios.

2.5.2.3 Classificação quanto ao sistema de injeção

Segundo Yassuda e Dias (1998), existem duas possibilidades referentes à injeção de tirantes, a injeção em estágio único ou em múltiplos estágios. A mais utilizada geralmente é a injeção em estágio único, executada quando o material em que a ancoragem feita é de boa capacidade, como rochas, em que não há o alargamento do bulbo de ancoragem, nem o aumento da adesão/fricção devido a aplicação da pressão no momento da injeção.

A injeção em múltiplos estágios, de acordo com Yassuda e Dias (1998), é executada ao mínimo duas vezes, dispõe de um sistema auxiliar de injeção, com válvulas manchete, que permitem um fluxo da calda em sentido único, mantendo a pressão constante. O processo pode ser refeito até a obtenção da pressão desejada.

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2006), uma nova fase de injeção é caracterizada somente quando executada após a fase de pega do cimento da fase anterior.

2.5.3 Processo de execução

Para a execução correta do sistema com tirantes, se faz necessário seguir corretamente uma série de etapas. Mesmo que o paramento como um todo dependa

de fases e materiais simples, como citado anteriormente, cada fase executiva deve ser executada com alguns cuidados. (YASSUDA; DIAS, 1998).

A seguir serão descritos as principais fases do sistema executivo de tirantes.

2.5.3.1 Preparo e montagem do tirante

O processo se inicia com os cortes e emendas no aço, preparando todas as barras que serão utilizadas na execução com o seu respectivo tamanho correto. A organização das peças auxiliares também é realizada nesta fase de preparo, como bainhas, tubos de injeção e outros materiais pertinentes ao processo. (YASSUDA; DIAS, 1998).

O preparo de barras de aço e fios ou cordoalhas possui algumas distinções, em barras de aço, o corte é executado de forma a posicionar as emendas no trecho livre do tirante, o mais próximo possível do bulbo. Na utilização de fios ou cordoalhas, o corte é executado prevendo um comprimento adicional, nunca inferior a 1 m, visando a instalação posterior do macaco hidráulico durante a etapa de protensão. (YASSUDA; DIAS, 1998).

Ao utilizar aços especiais, os autores atentam para o correto acompanhamento do lote de fabricação, na hora do recebimento, pois é possível a ocorrência de confusões durante a etapa de execução, ao se utilizar um aço com resistência diferente à do projeto em especificada área. (YASSUDA; DIAS, 1998).

Grande atenção deve ser tomada referente às placas e cunhas de grau, estas dispõem de dimensões específicas de projeto, placas com dimensões inferiores podem ocasionar puncionamento¹ do concreto. Em cunhas de grau, deve-se considerar a ortogonalidade da cabeça junto ao eixo do tirante, a falta desta ortogonalidade impõe efeitos de flexão composta ao aço, prejudicando seriamente um elemento que trabalha tracionado, havendo chances de rompimento do tirante. (YASSUDA; DIAS, 1998).

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), a proteção anticorrosiva é executada nesta fase de preparo, observando o tipo de proteção que será empregada, que se

¹ Em lajes, a punção ocorre quando o pilar fura a laje, devido à grandes cargas, os motivos podem ser uma falha no projeto ou execução equivocada. Em cortinas atirantadas o processo é semelhante, porém, o paramento de concreto acaba não suportando a carga solicitada pela cabeça do tirante, ocorrendo um rompimento brusco, já que o sistema trabalha através de fortes cargas de tração.

diferencia de acordo com as características da obra, a classe de agressividade do solo e quanto ao caráter do paramento, se temporário ou permanente.

2.5.3.2 Perfuração

Segundo Xanthakos (1991), esta fase inicia-se pela escolha do método de perfuração, baseada no tipo de solo em que a solução será empregada. Os equipamentos usualmente utilizados são rotativos ou percussivos, a utilização de equipamentos vibratórios igualmente é possível.

De acordo com Yassuda e Dias (1998), o executor, ao deparar-se com rocha sã (matacões ou maciço), rocha alterada ou solo seco, pode efetuar a perfuração com equipamento de rotopercussão, com limpeza do furo através de ar comprimido. A utilização de lama ou fluido especial é comum nestes casos, para facilitar a perfuração, porém, os autores ressaltam que estes fluídos devem ser inertes ao cimento e ao aço, preservando a integridade do tirante.

2.5.3.3 Instalação do tirante

Conforme Xanthakos (1991), a instalação do tirante deve ser executada o mais breve possível após a perfuração, afim de evitar possíveis riscos de deterioração do maciço. O autor especifica que cuidados devem ser tomados durante a instalação do tirante, evitando danificar a proteção anticorrosiva, assim como os demais componentes do tirante (válvulas e espaçadores).

De acordo com Joppert Júnior (2007), há situações e tipos de solos que requerem um preenchimento prévio do furo com nata de cimento, anterior à instalação do tirante, visando a estabilidade do maciço.

2.5.3.4 Injeção

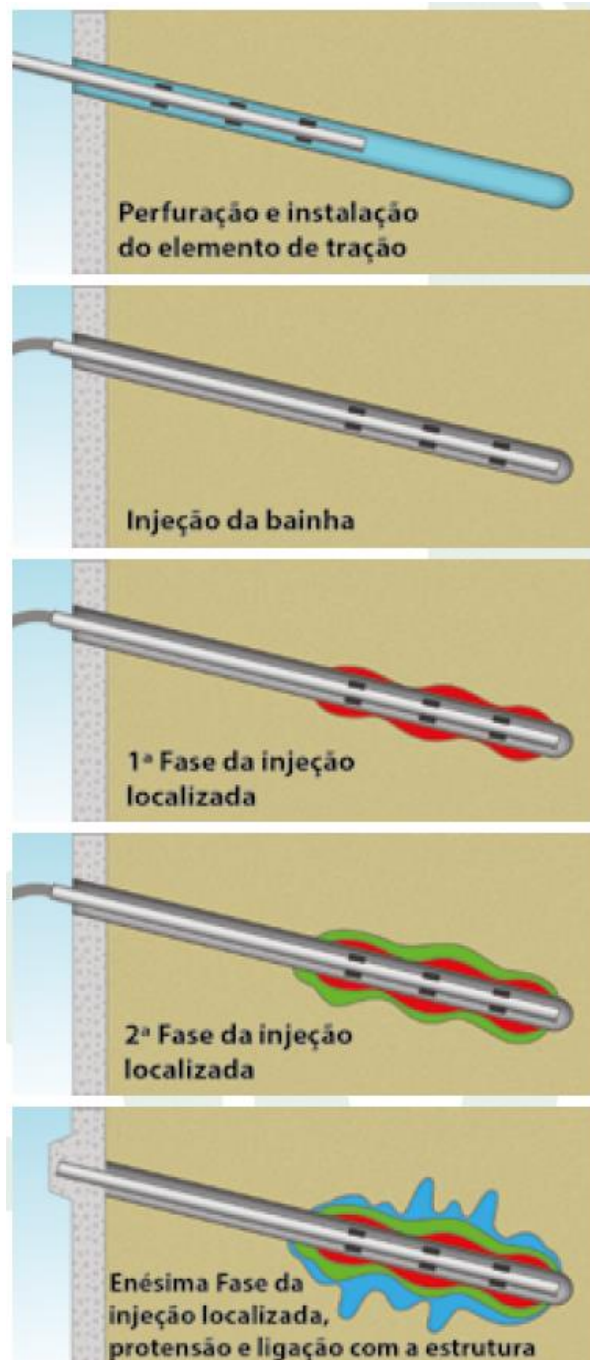
Conforme NBR 5629 (ABNT, 2006), o processo de injeção caracteriza o preenchimento do furo no maciço com o uso de material aglutinante, usualmente calda de cimento. Segundo Yassuda e Dias (1998), esta etapa pode ser executada de duas maneiras distintas, com injeção em estágio único ou em múltiplos estágios:

- a) injeção em estágio único - utilizada geralmente para o chumbamento de tirantes de barra única. A perfuração é executada com revestimento até o final do furo, após, é feita a limpeza do furo com água limpa ou ar comprimido. O preenchimento do furo se inicia ainda com o revestimento, com calda de cimento, posteriormente, ocorre a introdução do tirante, em seguida, a instalação da cabeça do mesmo, juntamente com as mangueiras de injeção de revestimento. A injeção é executada sob pressão, simultaneamente à retirada do revestimento. A retirada tem sua execução em etapas, em segmentos de 1 a 3 m de extensão, na região do bulbo. (YASSUDA; DIAS, 1998);
- b) injeção em estágios múltiplos - considerado o sistema mais seguro, sua montagem é feita com a instalação de um tubo de PVC paralelo ao tirante, com diâmetros entre 32 a 40 mm, não obstruindo o obturador instalado em seu interior. Este tubo possui válvulas reinjetáveis em locais previstos em projeto, que são acessados pelo obturador, aplicando pressão e volume controlados na calda de cimento, em quantos estágios forem necessários. Diferente dos tirantes de barra, os tirantes de cabos ou cordoalhas não possuem o tubo de PVC lateralmente, mas sim em seu eixo. A sequência executiva se inicia após a instalação do tirante no furo, através da válvula mais profunda, a calda é injetada até que transborde através da boca do furo, este processo é chamado de injeção de bainha. A limpeza do tubo é feita, assim, após a pega do cimento executa-se a primeira reinjeção. Através da abertura das válvulas, ocorre um rompimento da área entre a borracha da válvula e a parede do furo, proporcionando o preenchimento desta zona. Posteriormente a calda é injetada, percolando através das fissuras da bainha, até atingir o terreno. Após a ocorrência do preenchimento dos vazios no terreno, este começará a se comprimir, aumentando a pressão no sistema de injeção, provocando uma ruptura hidráulica no terreno, assim, a calda preencherá as fissuras próximas da zona de injeção, provocando o fenômeno chamado de “clacagem” do terreno. Lava-se o tubo. Analisando o processo e constatando que a pressão de injeção não foi adequada, repete-se o processo quantas vezes forem

necessárias, sempre após a pega do cimento da etapa anterior. (YASSUDA; DIAS, 1998).

A Figura 27 ilustra as fases de injeção de um tirante com múltiplos estágios.

Figura 27 - Sequência executiva esquemática



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

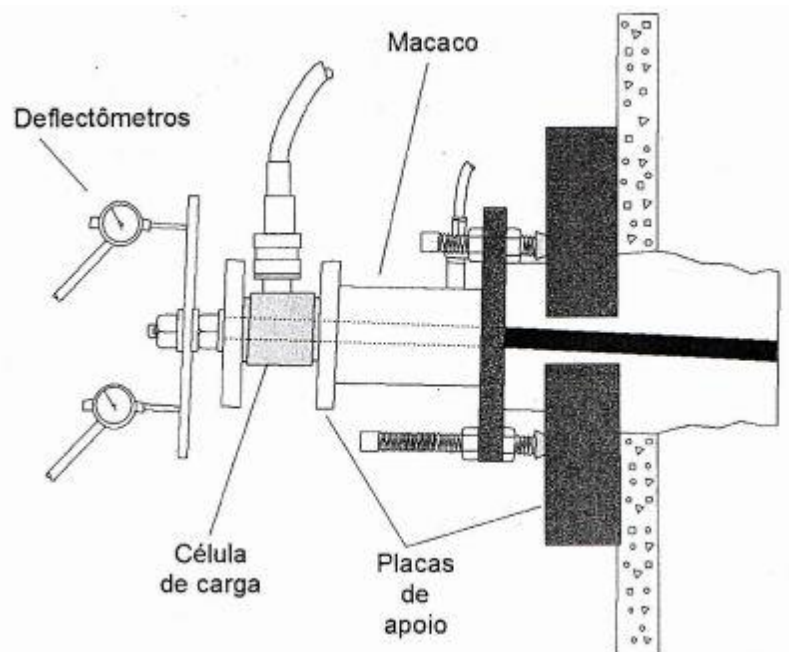
2.5.3.5 Protensão

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2006), todos os tirantes de uma obra necessitam ser submetidos ao ensaio de protensão. A norma ainda indica que deve-se aguardar um prazo de sete dias após as injeções dos tirantes, quando utilizado cimento Portland, visando respeitar o processo de cura do concreto. No caso de utilização de cimento de alta resistência inicial, o indicado são três dias.

Segundo Xanthakos (1991), a execução destes ensaios visa constatar a eficiência durante a execução do tirante, testando sua competência perante as cargas de trabalho previstas em projeto.

Para a execução do ensaio de protensão, os materiais usualmente utilizados são macaco hidráulico, bomba e manômetro (Figura 28), este último deve-se estar devidamente aferido. (YASSUDA; DIAS, 1998). Ainda de acordo com Yassuda e Dias (1998), a importância de se executar o aferimento em empresa idônea, indicando que há casos em que um erro de 10% na leitura do manômetro pode prejudicar o aço, quando se utilizado em situações críticas de contenção.

Figura 28 - Conjunto composto por macaco hidráulico, bomba e manômetro



Fonte: GEORIO (2000).

Os autores ainda complementam que, o controle da carga aplicada no ensaio, visando a segurança da obra, deve ser monitorado, nunca ultrapassando 90% da

carga teórica de escoamento do material (XANTHAKOS, 1991; YASSUDA; DIAS, 1998).

A NBR 5629 (ABNT, 2006) define as rotinas práticas que necessitam ser executadas para o ideal processo de instalação de tirantes. Estas rotinas caracterizam-se por quatro ensaios, o de recebimento, qualificação, ensaio básico e de fluência.

Estes caracterizam-se por:

- a) ensaio de recebimento - sua função é controlar a capacidade de carga em todos os tirantes de uma obra, avaliando o seu comportamento ao longo do trecho ancorado. Sua execução se inicia com a aplicação de um ciclo de cargas pré-definidas, seguidas da leitura dos deslocamentos na cabeça dos tirantes durante os processos de carregamento e descarregamento. A análise é feita a partir da impressão de dois gráficos, o de deslocamentos totais e o de deslocamentos elásticos e permanentes. A aceitação do tirante se dá após a verificação dos resultados referentes à carga máxima estabilizada, juntamente ao atrito mobilizado no trecho livre. (YASSUDA; DIAS, 1998);
- b) ensaio de qualificação - tem como finalidade a exercer a verificação dos componentes enterrados do tirante, permitindo especificar a capacidade de carga e comprimentos livre e ancorado reais. É executado através da leitura dos deslocamentos ao final de cada estágio de carga e descarga. O sistema de avaliação também é realizado através da leitura de gráficos das cargas com os deslocamentos, proporcionando o cálculo do trecho livre efetivo. Assim como no ensaio de recebimento, a aceitação é feita através da análise da carga máxima e do atrito no trecho livre. (YASSUDA; DIAS, 1998);
- c) ensaio básico - trata-se de um complemento ao ensaio de qualificação, com a execução de uma análise geotécnica do solo na região da ancoragem e do bulbo resultante da fase de injeções. A execução é feita através de tirantes subdimensionados, visando o seu rompimento por arrancamento, atestando a capacidade do solo para este sistema de contenção. Os autores indicam que na prática, nem sempre este ensaio é exigido. (YASSUDA; DIAS, 1998);

d) ensaio de fluência - executado somente em tirantes permanentes, já que tem a função de avaliar o desempenho do tirante sob cargas de longa duração. Após a aplicação dos ciclos de cargas, os mesmos do ensaio de qualificação, faz-se a leitura dos deslocamentos e carregamentos em função do tempo da aplicação de cada carga, visando estabelecer um coeficiente de fluência. Em casos em que o coeficiente não seja aceitável, utiliza-se um fator de segurança para a redução da carga máxima. Os autores indicam que por utilizar os mesmos ciclos de cargas dos ensaios anteriores, é possível que os ensaios possam ser executados em um único procedimento. (YASSUDA; DIAS, 1998).

2.5.3.6 Incorporação

Segundo Yassuda e Dias (1998), a incorporação do tirante somente é executada após a aceitação do conjunto através do ensaio de recebimento. De acordo com Joppert Júnior (2007), é indicado este procedimento em situações que o paramento já possui condições para tal, chamada de incorporação provisória. Evitando assim deslocamentos durante a execução do restante da cortina.

Os autores indicam que esta etapa necessita de um bom planejamento, já que a estrutura não deve receber cargas maiores do que projetado em seu dimensionamento. A falta de protensão nos tirantes pode ocasionar deslocamentos e deslizamentos no maciço de solo. (YASSUDA; DIAS, 1998).

Yassuda e Dias (1998), ressaltam que os valores de incorporação devem ser correlacionados com as características de deformação do maciço arrimado, podendo haver futuros problemas referente às deformações do terreno.

De acordo com GEORIO (2000), é indicado a verificação da protensão nos tirantes permanentes a cada cinco anos.

2.5.4 Dimensionamento

Existem diversos métodos e técnicas para o dimensionamento de cortinas atirantadas, porém, neste trabalho será apresentado somente o método a seguir.

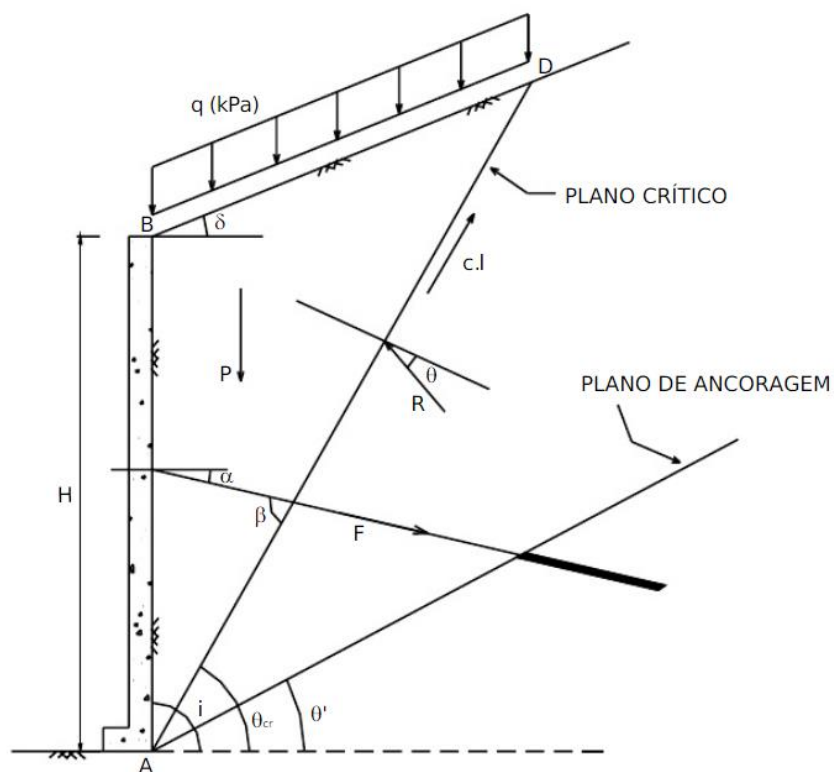
2.5.4.1 Método de Costa Nunes

O método para estabilização de taludes foi desenvolvido pelo professor Costa Nunes, segundo Ferreira (1986). A técnica consiste em iniciar o estudo através da ruptura externa pelo Método de Culmann. De acordo com Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), este método foi utilizado na construção da primeira cortina atirantada no Brasil, em 1957.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), descrevem que o método de Costa Nunes tem como hipótese básica a ruptura planar percorrendo através do pé do talude. Os autores ressaltam que a técnica é restrita a taludes verticais (entre 75° e 90°).

A Figura 29 ilustra o talude de altura H , formando o ângulo i com a horizontal, denominando o plano de ruptura arbitrado como AD , que é definido pelo ângulo θ_{cr} que forma com a horizontal e tem dimensão l .

Figura 29 - Forças atuantes na cunha de solo



Fonte: Rodrigues (2011).

Parâmetros geotécnicos:

c = coesão;

\varnothing = ângulo de atrito interno do solo;

γ = peso específico natural do solo;

q = sobrecarga (kPa, kgf/cm², tf/m²).

Onde:

θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

θ = ângulo formado pela horizontal com um plano qualquer de possível deslizamento;

i = inclinação do talude com a horizontal;

θ' = ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem;

δ = ângulo formado pela horizontal com a inclinação do terreno acima da cortina;

α = ângulo formado pelos tirantes com a horizontal;

β = ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento;

$\beta = \alpha + \theta_{cr}$;

P = peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão unitária.

Obs.: em taludes sujeitos à sobrecarga, esta deverá ser incluída no cálculo de P ;

R = reação do maciço terroso sobre a cunha ABD;

l = comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento;

$c.l$ = força de coesão necessária para manter a cunha ABD em equilíbrio;

FS = coeficiente de segurança ao deslizamento;

FS_{min} = coeficiente de segurança mínimo (relativo ao plano crítico de deslizamento);

FS_p = coeficiente de segurança obtido com as forças de protensão;

F = força de protensão necessária para obtenção do fator de segurança

$FS_p = 1,5$ à cunha ABD (com dimensão transversal unitária);

H = altura da estrutura de arrimo;

q = sobrecarga.

O dimensionamento inicia pelo cálculo do θ_{cr} e de β , respectivamente o ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento e o ângulo formado pelos tirantes, com o plano crítico de deslizamento, conforme Equações 2 e 3. (RODRIGUES, 2011).

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (2)$$

$$\beta = \alpha + \theta_{cr} \quad (3)$$

Prossegue-se com o cálculo das dimensões da cunha de ruptura (l e X), e das forças atuantes na cunha de deslizamento (P), respectivamente através das Equações 4, 5 e 6.

$$l = \frac{H}{\cos(i - \theta_{cr})} \quad (4)$$

$$X = H \cdot \text{tg}(i - \theta_{cr}) \quad (5)$$

$$P = \frac{H \cdot X}{2} \cdot \gamma + q \cdot X \quad (6)$$

Assim, calcula-se FS_{min} na Equação 7.

$$FS_{min} = \frac{c \cdot l \cdot \cos\phi}{P \cdot \text{sen}(\theta_{cr} - \phi)} \quad (7)$$

Através do FS_{min} , e adotando-se 1,5 para FS_p , obtém-se o resultado da relação entre o fator de segurança obtido com as forças de protensão e o fator de segurança mínimo, através da Equação 8.

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{min}} \quad (8)$$

Após a obtenção dos dados anteriores, é possível a execução do cálculo da força de protensão necessária para se atingir um FS de 1,5, de acordo com a Equação 9.

$$F_{anc} = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\text{sen}(\theta_{cr} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (9)$$

Prosseguindo-se com a ancoragem dos tirantes em um plano θ' , é possível obter-se um coeficiente de segurança superior ao mínimo, conforme a Equação 10.

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H_t} \cdot \text{sen}i \cdot \cos\phi}{\text{sen}(i - \theta') \cdot \text{sen}(\theta' - \phi)} \quad (10)$$

2.5.4.2 Dimensionamento do tirante

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2006), devem ser considerados o deslocamento do paramento de contenção, o número de níveis de tirantes e a sequência executiva no momento do dimensionamento dos esforços solicitantes. A seção do tirante protendido deve ser calculada de acordo com o esforço máximo a que ele é submetido, considerando-se como a tensão admissível.

As Equações 11 e 12 são:

a) para tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \cdot 0,9 \quad (11)$$

b) para tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \cdot 0,9 \quad (12)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível;

f_{yk} = resistência característica do aço à tração.

Salienta-se que o uso de seções inferiores a 50 mm² não é permitido.

2.5.4.3 Dimensionamento do bulbo de ancoragem

Segundo More (2003), os métodos conhecidos para a determinação da capacidade de carga de ancoragem no solo, não consideram os efeitos da etapa construtiva. Determinam a resistência somente em razão dos efeitos de cisalhamento desenvolvido na interface solo-bulbo.

Seguindo a NBR 5629 (ABNT, 2006), para solos granulares, utiliza-se a tensão efetiva sobre o bulbo para o dimensionamento das cargas de ancoragem, porém, para solos argilosos, a coesão, multiplicada por um coeficiente empírico em função do material, as equações que determinam tal carga são:

a) Equação 13 para solos granulares:

$$T_{max} = \sigma'_s \cdot U \cdot L_b \cdot K_f \quad (13)$$

b) Equação 14 para solos coesivos:

$$T_{max} = \alpha_0 \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (14)$$

Onde:

T_{max} = capacidade de carga limite;

σ' = tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem;

L_b = comprimento do bulbo de ancoragem;

K_f = coeficiente de ancoragem conforme Tabela 9;

α_0 = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u , usa-se 0,75 quando $S_u \leq 40$ kPa e 0,35 para $S_u \geq 100$ kPa.

Tabela 9 - Valores do coeficiente K_f

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0.1	0.4	1.0
Areia fina	0.2	0.6	1.5
Areia média	0.5	1.2	2.0
Areia grossa e pedregulho	1.0	2.0	3.0

Fonte: Adapto de NBR 5629 (ABNT, 2006).

Segundo Joppert Júnior (2007), a capacidade de carga de ancoragem nos tirantes pode também ser dimensionada através do cálculo que estima a sua resistência à ruptura (Equação 15).

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K \quad (15)$$

Onde:

R_{rup} = carga de ruptura no tirante;

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

ϕ = diâmetro do tricône (m);

L = comprimento de ancoragem do tirante (m);

K = coeficiente em função do tipo de solo, conforme Tabela 10.

Tabela 10 - Coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de solo	Coeficiente K (t/m ²)
Argilas / Siltes	1.0
Areia muito argilosa / siltosas	0.6
Areia pouco argilosas / siltosas	0.4
Areia	0.3

Fonte: Adaptado de Joppert Júnior (2007).

2.5.5 Vantagens e limitações do método

O sistema de cortina atirantada oferece uma boa quantidade de vantagens referente a sua aplicação, grande parte devido à resistência quando deparado com taludes que demandam grandes esforços solicitantes. Mas o sistema também possui suas limitações, baseado na literatura de diversas fontes, como: Yassuda e Dias (1998), Marzionna et al. (1998), GEORIO (2000), Joppert Jr. (2007), Cerqueira (1978), segue uma relação destas vantagens e desvantagens citadas anteriormente:

- a) facilita os serviços de terraplanagem - a utilização da técnica permite a utilização total do terreno, já que a cortina sustenta o talude de maneira imediata a sua instalação. Assim, permitindo que ocorra em alguns

casos a aproximação das fundações à uma camada de solo com melhores capacidades geotécnicas;

- b) grande capacidade de carga - os tirantes possuem uma capacidade de carga que superam 1.000 kN, mesmo sendo elementos de pequeno porte. O que limita um maior espaçamento entre tirantes e maiores cargas de tração é a capacidade do paramento de concreto armado, já que quanto maior o espaçamento e solicitações dos tirantes, maior será o momento fletor na estrutura;
- c) fácil execução - a área no entorno da execução fica livre, já que os equipamentos são maioria de pequeno porte. As peças constituintes dos tirantes são demasiadamente simples, sendo compostas por barras, fios ou cordoalhas, a cabeça é composta por placas de aço e parafusos ou clavetes, o paramento de concreto armado utiliza argamassa, feita *in loco* ou através de caminhão betoneira e barras para armação, além das formas para concretagem;
- d) trabalho ativo - os tirantes, ao contrário de outros sistemas de contenção, trabalham ativamente, devido à fase de protensão, não sendo necessário esperar o deslocamento do maciço para exercerem sua função;
- e) maior segurança - o ensaio de recebimento em tirantes é executado individualmente em todos os conjuntos, fornecendo uma maior taxa de confiabilidade.

A técnica possui suas limitações, como descritas a seguir:

- a) edificações vizinhas - usualmente as cortinas atirantadas são executas nos limites do terreno, em divisas, obtendo sua ancoragem por trás da parede. Conforme a bibliografia atual, o trecho livre do tirante deve ser superior a 3 m de comprimento e os bulbos de ancoragem possuem usualmente 5 m ou mais, portanto, em construções em perímetro urbano, assim como em outras ocasiões, os tirantes invadem o terreno das edificações vizinhas, causando grandes problemas ao executor;
- b) deformações no solo - devido às pressões exercidas durante a injeção dos tirantes, na ordem de 1 a 1,5 MPa, deformações excessivas no solo podem ocorrer durante o processo de ancoragem. Muitas vezes são

executadas cortinas com grandes comprimentos, exigindo uma grande quantidade de tirantes, estas deformações podem se acumular, causando o levantamento do terreno, prejudicando obras existentes;

- c) aspecto técnico-econômico - tirantes são considerados um serviço especializado, necessitando de uma equipe bem treinada, com equipamentos, técnicas e sistemas de controle mais avançados que em obras tradicionais, portanto, se faz necessário uma avaliação prévia antes da adoção da solução.

2.6 Comparativo entre Solo Grampeado e Cortina Atirantada

No Brasil, para estabilização de taludes, as técnicas de solo grampeado e cortina atirantada são utilizadas com frequência. Apesar das duas técnicas serem muito bem difundidas na área geotécnica, há diversas distinções que devem ser observadas durante a etapa de escolha entre os dois métodos.

A seguir serão discriminadas as diferenças encontradas na literatura atual:

- a) de acordo com Zirlis e Pitta (1992), logo que a estrutura é finalizada os tirantes sofrem o processo de protensão, sem deformar o maciço. Já os chumbadores, por não sofrerem o processo de protensão, necessitam que o solo deforme para que os grampos iniciem o seu trabalho. Contudo, os autores destacam que apesar destas deformações se fazerem necessárias para a técnica de solo grampeado se tornar efetiva, são deformações extremamente pequenas;
- b) segundo Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993), o pré-tensionamento das cortinas recebem uma carga na ordem de 150 a 1000 kN, com a função de prevenir os deslocamentos do paramento. Enquanto os grampos sofrem cargas de pré-tensão na ordem de 5 a 10 kN, com o intuito somente de garantir a ligação no paramento de concreto projetado;
- c) como caracteriza Lima (2007), os grampos sem mantêm em contato com o terreno por toda a sua extensão, já as ancoragens das cortinas têm a sua carga transferida somente ao longo do comprimento de ancoragem;
- d) conforme descrito por Zirlis e Pitta (1992), a densidade de aplicação dos chumbadores na face do paramento é superior aos tirantes, na ordem

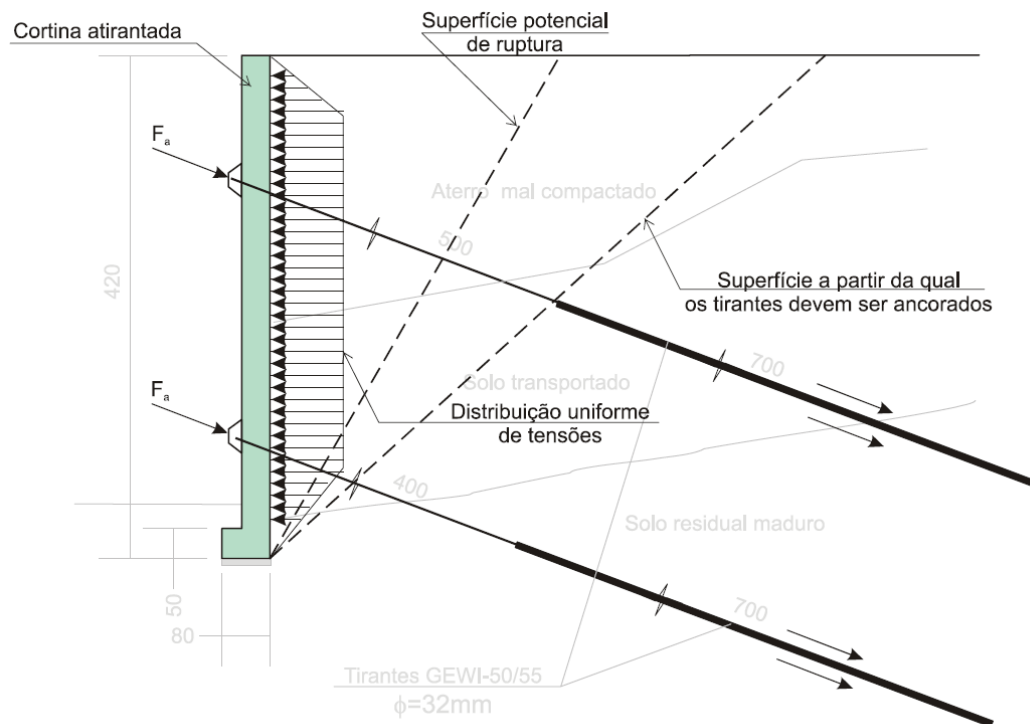
de 0,5 a 6,0 unidades por m², visando a redução de riscos de falha de uma unidade. Nas ancoragens o risco de falhas em um tirante injetado pode ocasionar em um acréscimo de carga de até 65% nas ancoragens adjacentes, já que sua malha de aplicação possui entre 0,10 e 0,25 unidades por m²;

- e) Lazarte et al. (2003) descrevem que através de medidas em campo, é possível determinar que a deflexão máxima em cortinas atirantadas ocorre geralmente na meia altura da parede de contenção. Já no solo grampeado, este fato ocorre no topo, apresentando deformações muito maiores que as cortinas;
- f) de acordo com Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993), a face concretada da cortina atirantada exerce uma função estrutural, transferindo ao solo as cargas de ancoragens provenientes dos tirantes. A face do paramento de solo grampeado também possui função estrutural, em menor escala. Também exerce a proteção da face do talude, mantendo a área impermeabilizada e protegendo contra os processos erosivos;
- g) Lima (2007) ressalta a diferença entre os comprimentos de tirantes e chumbadores, ressaltando que tirantes possuem normalmente de 15 a 45 m, enquanto chumbadores, em geral, possuem de 3 a 5 vezes menos este tamanho. Forçando o executor da cortina a utilizar equipamentos mais robustos;
- h) por fim, Falconi e Alonso (1996) destacam que as cortinas atirantadas possuem um maior grau de confiabilidade, já que o processo de execução passa por uma série de ensaios de controle, normatizados pela NBR 5629/2006. No processo de solo grampeado, normalmente a quantidade de grampos ensaiados se torna quase insignificante, se comparado com a área estabilizada.

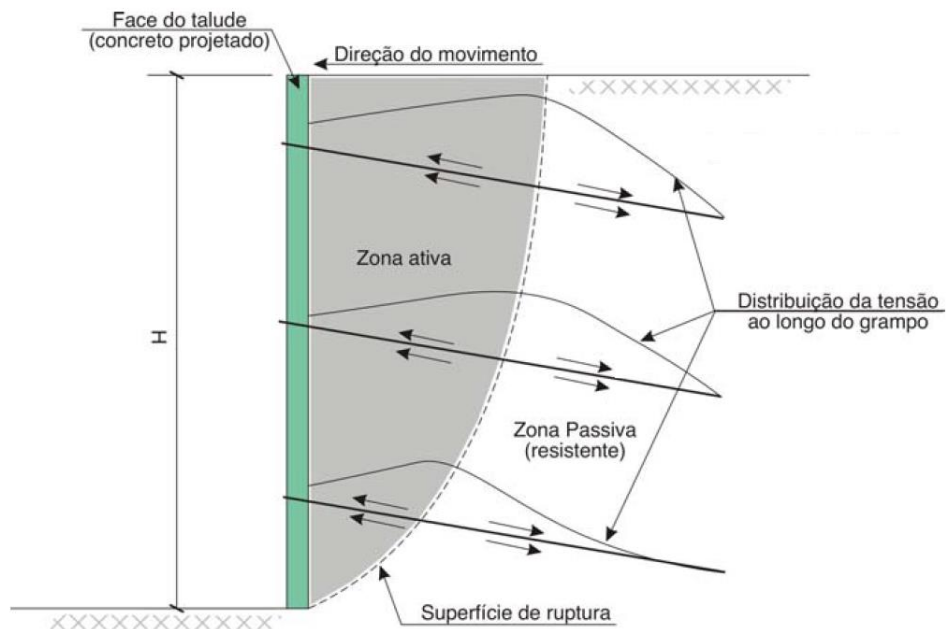
As Figuras 30a e 30b ilustram algumas das comparações já descritas, e demonstram as diferenças de funcionamento das duas soluções.

Figura 30 - Características gerais dos mecanismos de transferência de esforços

a) Cortina Atirantada e b) Solo Grampeado



a) Cortina Atirantada



b) Solo Grampeado

Fonte: Feijó (2007).

2.7 Drenagem

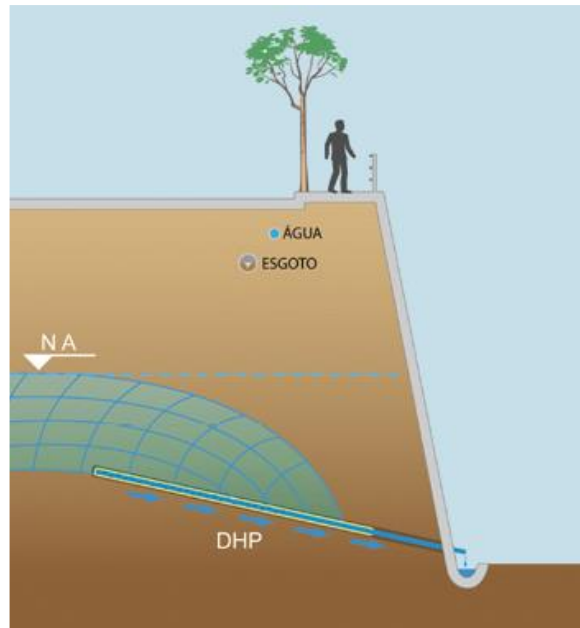
Para a boa execução de um sistema de contenção, se faz necessário um bom projeto de drenagem, usualmente os mais utilizados são os serviços de drenagem profunda e de superfície. Para a execução de drenagem profunda, utiliza-se o DHP - Dreno Subhorizontal Profundo, para os drenos de superfície, os métodos mais utilizados contam com barbacãs, drenos de paramento e canaletas. (ZIRLIS, 1999; ABRAMENTO, KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

2.7.1 Dreno Profundo

Caracterizam-se por serem elementos com a função de captar águas distantes da face do paramento, intervindo antes do afloramento. Após a captação a água segue para o paramento sendo despejada em canaletas. (ABRAMENTO, KOSHIMA; ZIRLIS, 1998). Segundo Zirlis (1999), a constituição dos drenos subhorizontais profundos, DHP, é formada pela instalação de tubos plásticos drenantes, com diâmetros entre 1.1/4" a 2", instalados em perfurações no solo com diâmetros entre 2.1/2" a 4".

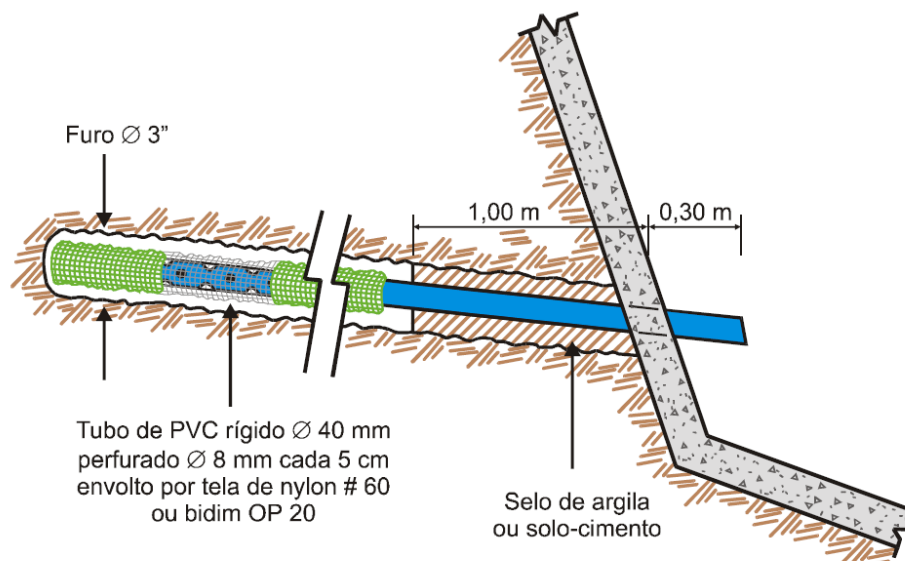
De acordo com Abramento, Koshima e Zirlis (1998) e Zirlis, Pitta e Souza (2015), estes tubos plásticos recebem furações e posterior recobrimento com manta geotêxtil ou tela de nylon. O DHP é um dreno linear, cravado no maciço, suas dimensões variam de acordo com cada situação, os tamanhos usuais são entre 6 e 18 m, as Figuras 31 e 32 ilustram o paramento com a drenagem profunda despejando na canaleta e os detalhes de um DHP.

Figura 31 - Drenagem profunda (DHP)



Fonte: Zirlis, Pitta e Souza (2015).

Figura 32 - Detalhe do dreno profundo



Fonte: Zirlis (1999).

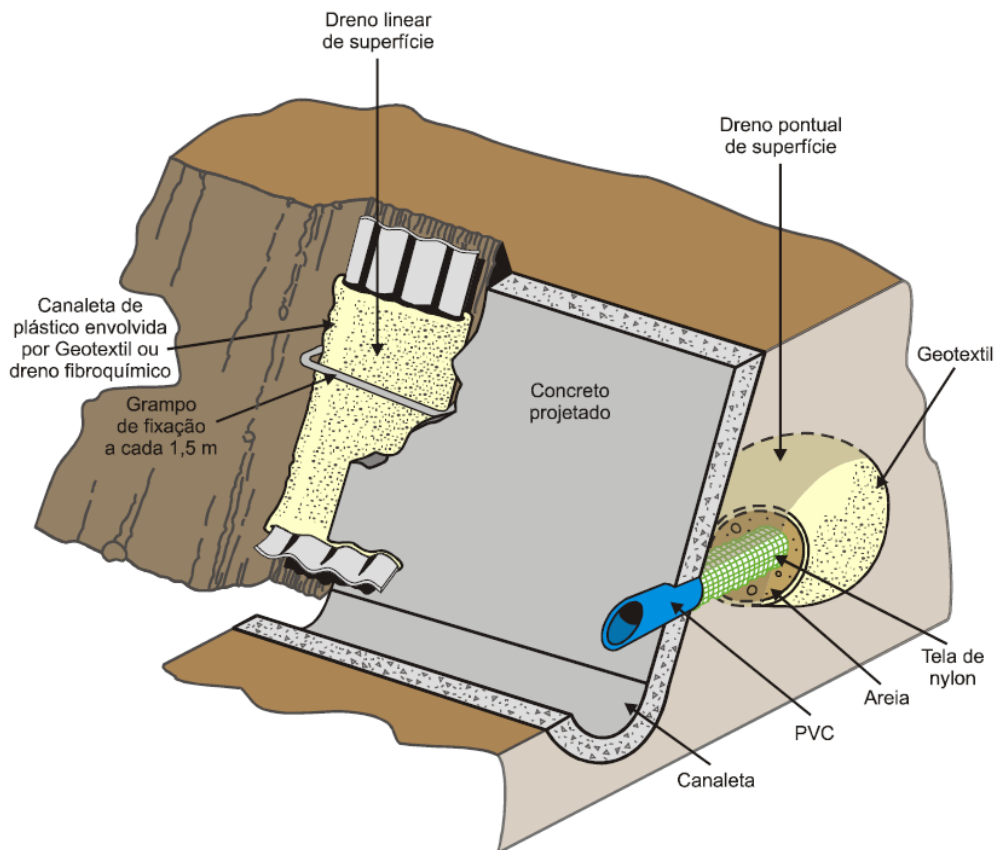
2.7.2 Dreno Superficial

Considera-se drenagem superficial aquelas que são executadas atrás e adjacentes ao paramento de concreto, para esta função, os tipos mais utilizados são os drenos do tipo barbacã e drenos de paramento. (ABRAMENTO, KOSHIMA; ZIRLIS, 1998). Os drenos do tipo barbacãs são executados através da abertura de uma

cavidade com aproximadamente 40 cm x 40 cm x 40 cm, preenchida com material arenoso, utilizando um tubo de PVC para a execução da drenagem. Esta drenagem é considerada pontual, e o autor destaca a importância de sua instalação com uma inclinação descendente, direcionando o escoamento para fora do paramento.

Segundo Abramento, Koshima e Zirlis (1998), o dreno de paramento é constituído por uma calha plástica ondulada, envolta por manta geotêxtil. Sua instalação normalmente é executada através de uma escavação, com cerca de 10 cm x 30 cm, tendo seu sentido vertical, de montante à jusante, ou seja, da crista do paramento até o pé do mesmo. O escoamento da água aflora no pé do talude, direcionado diretamente para a canaleta de drenagem, sendo considerado um dreno linear eficiente e recomendável em projetos de contenção (Figura 33).

Figura 33 - Dreno de paramento e barbacã



Fonte: Zirlis (1999).

3 METODOLOGIA

Este capítulo descreve as etapas para elaboração do presente trabalho. São apresentados critérios para a escolha do local de estudo e de que forma foi realizada a coleta de dados. Também são descritos os métodos e procedimentos necessários para a obtenção dos resultados, bem como a análise destes e conclusões acerca das respostas obtidas.

Este trabalho foi realizado conforme o fluxograma apresentado na Figura 34.

Figura 34 - Metodologia do desenvolvimento do trabalho



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1 Definições da área de estudo

Inicialmente buscou-se contato com empresas da região que atuam na área de geotecnia, visando a obtenção de informações sobre terrenos que estes atuaram, assim, já teriam os dados geotécnicos da área e saberiam se o terreno em questão provia das características necessárias para o dimensionamento dos dois métodos de contenção de taludes. A escolha da área levou em consideração a localização do

terreno, a qualidade do solo e a viabilidade do dimensionamento dos métodos em estudo neste trabalho.

3.2 Levantamento de informações

Após a definição da área de estudo buscou-se coletar informações sobre o terreno, obtendo os dados da sondagem SPT¹ com a empresa que se disponibilizou e forneceu ajuda para a execução deste trabalho. As informações adicionais obtidas procederam de pesquisa bibliográfica e relatórios fornecidos pela empresa.

A área de estudo deste trabalho fica localizada no município de Chapecó, no estado de Santa Catarina. Esta cidade situa-se a uma distância de aproximadamente 550 km da capital Florianópolis, o município tem cerca de 626,060 km², e uma população estimada em 213.279 habitantes, de acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2017).

O terreno estudado localiza-se na rodovia SC 480, nas instalações de uma indústria de câmaras frigoríficas. O acesso ao terreno é possível através da própria rodovia SC 480. A Figura 35 demonstra a área de estudo.

Figura 35 - Localização do terreno em estudo



Fonte: Google Maps - SC 480... (2018).

¹ Standard Penetration Test, conhecido também como “Simples reconhecimento” ou “Sondagem SPT”. Método de investigação de solo com a finalidade de obter informações sobre o solo que se deseja trabalhar, como tipos de solos e suas respectivas profundidades, altura do lençol freático, capacidade de carga de cada camada. O teste é regido pela NBR 6484. (ABNT, 2001).

3.3 Ferramentas e métodos utilizados

Para o desenvolvimento dos cálculos do método de solo grampeado, utilizou-se o *software* Slide versão 6.0, da empresa Rocscience, que analisa o maciço através da técnica de equilíbrio limite, fazendo iterações e calculando o fator de segurança do maciço pelos métodos difundidos no meio geotécnico, como Bishop, Fellenius, Janbu, entre outros, após a inserção dos parâmetros do mesmo, como coesão, ângulo de atrito interno, peso específico, lençol freático. O *software* também analisa o talude com a utilização de sistemas para estabilização, como tirantes e grampos. Aliado ao *software* foram empregadas técnicas e parâmetros estabelecidos através das normas em vigência.

Para o dimensionamento da Cortina atirantada foi utilizado a literatura atual, que se baseia no comprimento livre do tirante, que consiste em ultrapassar a massa potencialmente instável, o cálculo do trecho ancorado ou bulbo, o dimensionamento estrutural da face da contenção e a definição da metodologia executiva, que compreende a escavação, ensaios e a incorporação.

A análise da estabilidade do talude e os gráficos deste trabalho foram realizadas através do *software* Slide versão 6.0, da empresa Rocscience, outros cálculos e gráficos são provenientes do *software* Microsoft Excel (2013).

Imagens da localização do terreno em estudo foram obtidas com o auxílio do Google Earth e Google Maps, fornecido pela empresa Google Inc.

Os dados sobre o perfil geotécnico do terreno foram obtidos através da empresa DUO Projetos, responsável pelo projeto de recuperação da área em que a contenção atual desabou, empresa localizada no município de Novo Hamburgo, no estado do Rio Grande do Sul, que forneceu os dados da sondagem do solo, além de ajudar em diversas etapas deste trabalho.

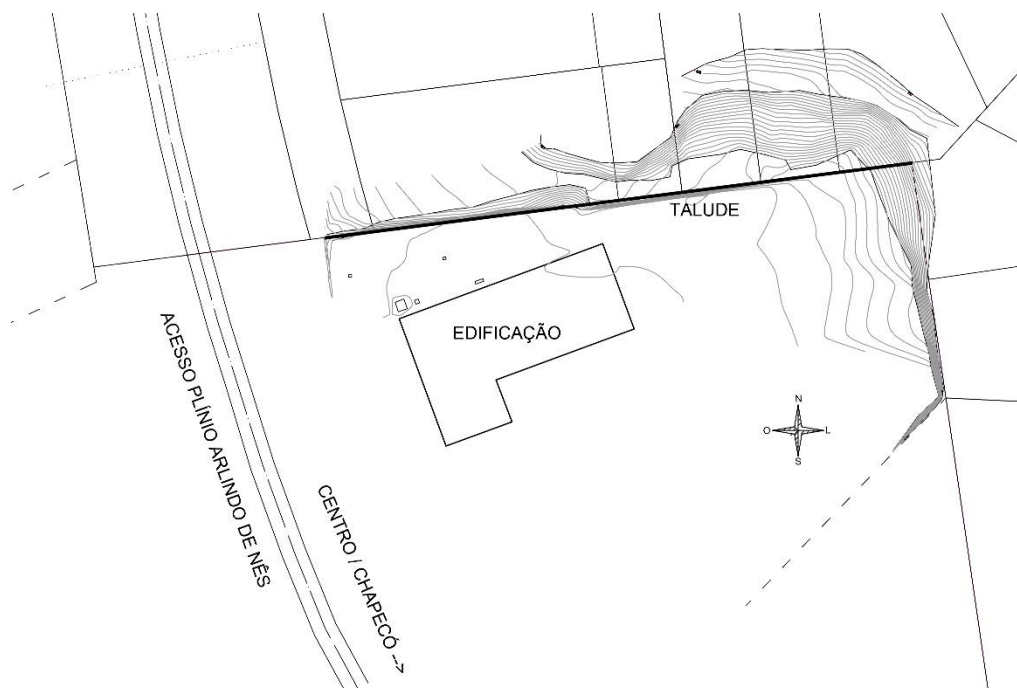
4 ESTUDO DE CASO

O presente estudo visa a estabilização de cortes verticais com elevadas alturas, sugerindo como solução duas das técnicas mais disseminadas no meio geotécnico para estabilização de taludes, o solo grampeado e a cortina atirantada.

As soluções adotadas são expostas detalhando o dimensionamento, as análises da estabilidade global do talude, antes e depois das implementações empregadas para a estabilização do maciço.

A obra referenciada neste estudo é um talude que possui alturas variadas, chegando a 16 metros em alguns pontos mais críticos. O mesmo estava recebendo a construção de um muro de contenção em toda a sua extensão (Figura 36), porém, em uma chuva, grande parte do maciço de solo veio a desmoronar, levando o muro ao tombamento, conforme Fotografia 1. A área é utilizada atualmente como estacionamento para os funcionários, porém, a empresa tem planos de expansão do pavilhão até perto do montante do talude.

Figura 36 - Loteamento em estudo



Fonte: Elaborado pelo autor.

Fotografia 1 - Muro tombado durante a fase de execução



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os projetos apresentados neste trabalho são de autoria própria, baseados em conceitos difundidos na engenharia civil e geotécnica, além das formulações matemáticas obtidas através da literatura atual e de trabalhos acadêmicos na área.

4.1 Caracterização geotécnica do talude

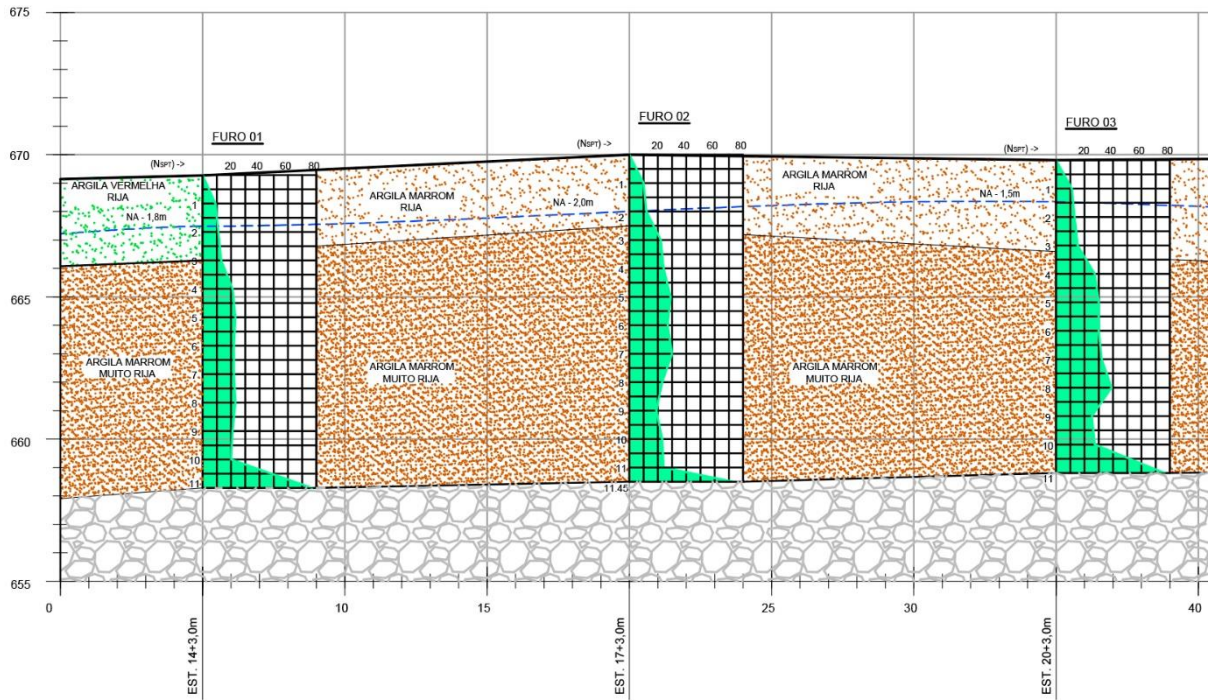
Os parâmetros específicos do solo não foram obtidos, como a resistência ao cisalhamento por exemplo, portanto, foram adotados parâmetros de resistência para o solo baseados em associações empíricas, utilizando os valores do ensaio de penetração dinâmica (SPT).

Foram executadas 5 sondagens à percussão (SPT) e 6 sondagens à trado, cujas litologias estão representadas no perfil geológico-geotécnico apresentado nas Figuras 37 e 38. A profundidade do nível d'água foi investigada em todos os furos, sendo que em alguns não foi encontrado.

Conforme demonstrado pelos relatórios de sondagem, encontrados no Anexo B deste trabalho, nota-se que o solo é caracterizado por uma argila rija, até cerca de 3 metros de profundidade, após, as camadas são representadas por uma argila muito rija. Ao final do trecho estudado, é demonstrado um solo com alteração de rocha.

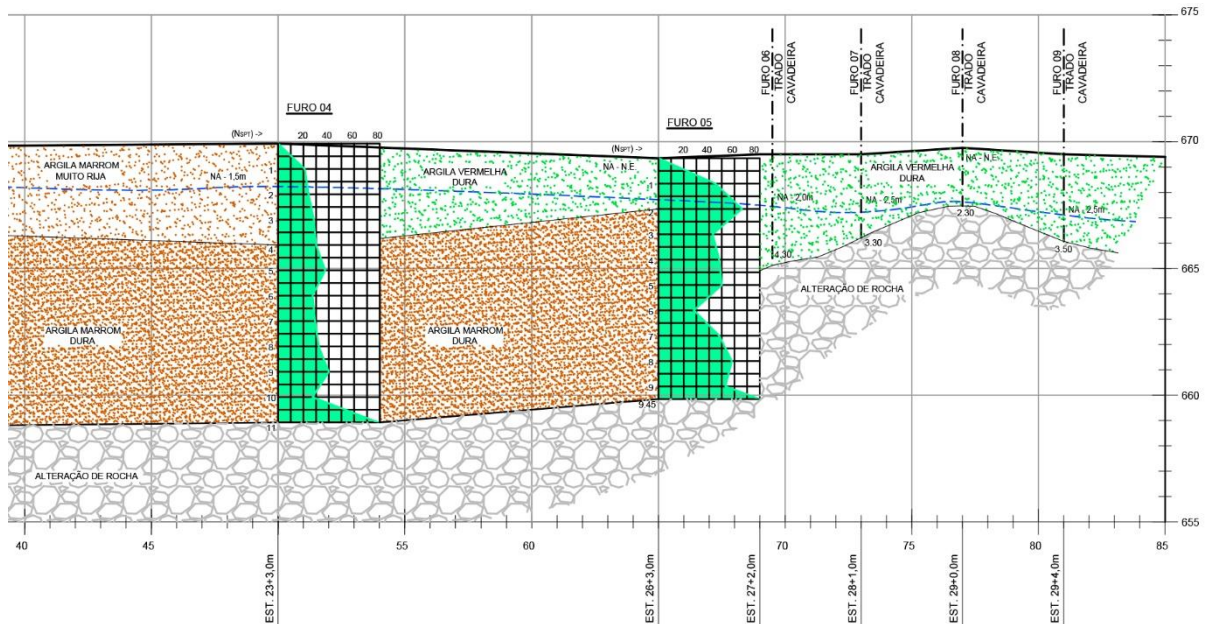
Do ponto de vista geotécnico, o material é caracterizado por um solo saprolítico formado pela alteração de rochas basálticas da formação Serra Geral. Ocorre uma matriz de solo argiloso com rocha alterada em seu interior.

Figura 37 - Perfil geológico-geotécnico (parte esquerda)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 38 - Perfil geológico-geotécnico (parte direita)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Após realizadas as análises nos boletins de sondagem e consultando o engenheiro responsável pela obra, foram determinados os parâmetros de resistência do solo. Os dados como coesão e ângulo de atrito interno foram determinados com o

auxílio de ábacos e consulta à literatura, uma vez que não foi conseguido o acesso aos estudos laboratoriais.

Utilizando os perfis enviados pelo topógrafo, foi possível executar a análise do talude, utilizando os valores adotados e verificando o fator de segurança do maciço, após o tombamento. Conforme a Figura 39, o fator de segurança obtido não foi satisfatório, obtendo resultado inferior ao mínimo especificado pela NBR 11.682 de 2009, de 1,5.

Assim, os parâmetros γ , c e ϕ , respectivamente peso específico, coesão e ângulo de atrito interno do material são:

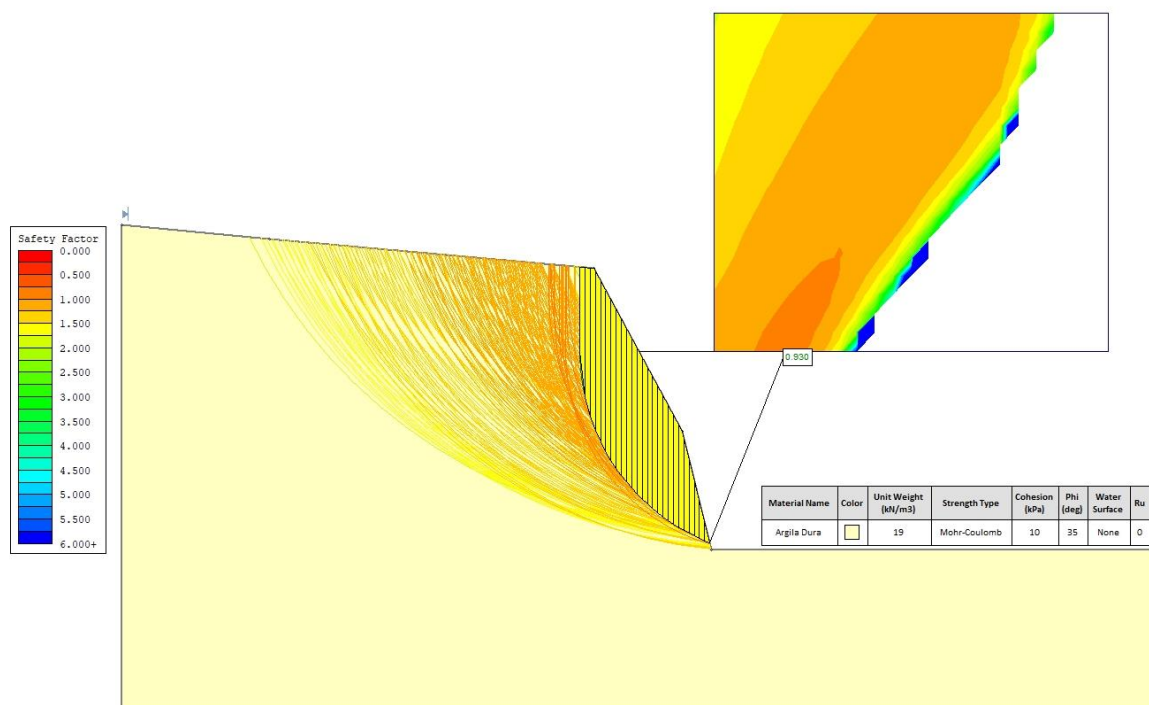
$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3;$$

$$c = 10 \text{ kN/m}^2;$$

$$\phi = 35^\circ;$$

$$FS = 0,93.$$

Figura 39 - Análise do talude pelo método de Fellenius (Slide)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Após a execução da análise em outras seções fornecidas pela topografia, o resultado se manteve o mesmo, em alguns locais foram encontrados fatores de segurança menores ainda.

Com isso, a execução de uma obra de contenção se torna indispensável para manter a estabilidade do talude de estudo.

4.2 Dimensionamento de contenção em Cortina Atirantada

Para a execução do dimensionamento da cortina atirantada, foi utilizado o método descrito no item 2.5.4.1 Método de Costa Nunes com o auxílio das etapas descritas por Dutra (2013). O projeto contemplará a execução de 2 níveis de cortinas ancoradas de concreto armado, para estabilizar toda a região tombada, com comprimento de 160 m, são utilizados 32 painéis de 10 m de extensão cada, divididos em duas fileiras. Um resumo dos valores obtidos pelo dimensionamento (Tabela 11), são descritos a seguir.

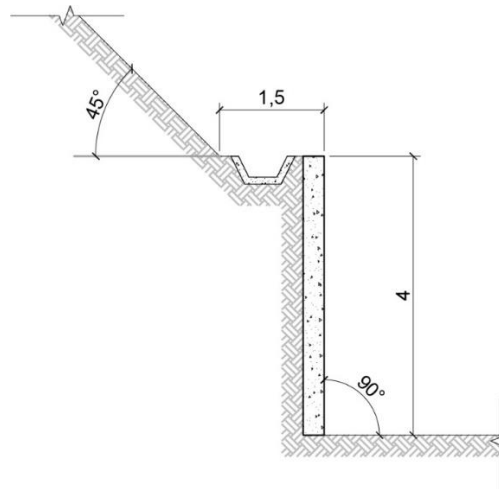
Tabela 11 - Resumo dos resultados obtidos

Superfície de ruptura										
H (m)	Y (kN/m ³)	q (kN/m ²)	i (graus)	c (kPa)	φ (graus)	θ _{CR} (graus)	l (m)	X (m)	P (kN/m)	FS _{min}
4	19	0	90	10	35	62.5	4.5	2.08	79.04	1.01
Dados de ancoragem										
θ' (graus)	FSp	λ	α (graus)	β (graus)	Fanc (kN/m)	Fbarra (kN/m)	barras verticais	sv (m)	sh (m)	Lb (m)
47	1.5	1.48	15	77.5	16.15	210	2	2	2.5	3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com a finalidade de evitar grandes volumes de corte, já que à montante do talude existe uma edificação, optou-se por manter uma geometria verticalizada seguida de cortes com proporção de 1:1, criando patamares intermediários para facilitar a execução da cortina e locar o sistema de drenagem do paramento, com a utilização de canaletas trapezoidais (Figura 40).

Figura 40 - Seção do talude de projeto



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados da Tabela 10 foram obtidos através dos cálculos apresentados a seguir:

- a) ângulo do plano crítico de deslizamento pelo método de Culmann (θ_{cr}), conforme a Equação 2.

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2}$$

$$\theta_{cr} = \frac{90^\circ + 35^\circ}{2} = 62,5^\circ$$

- b) dimensões da cunha de ruptura (Equações 4 e 5, respectivamente).

$$l = \frac{H}{\cos(i - \theta_{cr})} = \frac{4}{\cos(90^\circ - 62,5^\circ)} = 4,50 \text{ m}$$

$$X = H \cdot \text{tg}(i - \theta_{cr}) = 4 \cdot \text{tg}(90^\circ - 62,5^\circ) = 2,08 \text{ m}$$

- c) ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento (β) (Equação 3).

$$\beta = \alpha + \theta_{cr} = 15^\circ + 62,5^\circ = 77,5^\circ$$

Para o ângulo formado pelos tirantes com a horizontal foi adotado α sendo igual a 15° , visando a facilidade na execução, já que esta inclinação permite que o

preenchimento do furo com nata de cimento seja melhor solidarizado devido à ação da gravidade:

a) forças atuantes na cunha de deslizamento (Equação 6).

$$P = \frac{H \cdot X}{2} \cdot \gamma + q \cdot X = \frac{4 \cdot 2,08}{2} \cdot 19 + 0 \cdot 2,08 = 79,04 \text{ kN/m}$$

b) Coeficiente de segurança mínimo referente à superfície crítica de deslizamento (Equação 7).

$$FS_{min} = \frac{c \cdot l \cdot \cos\phi}{P \cdot \text{sen}(\theta_{cr} - \phi)} = \frac{10 \cdot 4,50 \cdot \cos 35^\circ}{79,04 \cdot \text{sen}(62,5^\circ - 35^\circ)} = 1,01$$

Através do resultado anterior, é possível notar que o coeficiente de segurança mínimo exigido por norma não é satisfeito, provando que há a necessidade de uma estrutura de contenção. O método de Culmann indica a possibilidade de se impor um plano de deslizamento com uma inclinação menor em relação à horizontal, através dos tirantes ancorados.

Este plano é nomeado como θ' , assim, após a ancoragem neste plano, tem-se um fator de segurança superior ao mínimo, conforme a Equação 10.

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H_t} \cdot \text{sen} i \cdot \cos\phi}{\text{sen}(i - \theta') \cdot \text{sen}(\theta' - \phi)}$$

Determina-se o valor de θ' de maneira analítica, variando o seu valor na equação, utilizando ângulo superior ao de ϕ , visando um resultado para FS_p próximo de 1,5.

A Tabela 12 demonstra os resultados de FS_p para valores variados de θ' .

Tabela 12 - Valores de θ' para a obtenção de FS_p

θ'	$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H_t} \cdot \text{sen}i \cdot \text{cos}\phi}{\text{sen}(i - \theta') \cdot \text{sen}(\theta' - \phi)}$
40°	3.23
45°	1.76
46°	1.63
47°	1.52
48°	1.43

Fonte: Elaborado pelo autor.

Aplicando a Equação 10 obtém-se o resultado desejado.

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H_t} \cdot \text{sen}i \cdot \text{cos}\phi}{\text{sen}(i - \theta') \cdot \text{sen}(\theta' - \phi)} = \frac{\frac{2 \cdot 10}{19 \cdot 4} \cdot \text{sen}90^\circ \cdot \text{cos}35^\circ}{\text{sen}(90^\circ - 47^\circ) \cdot \text{sen}(47^\circ - 35^\circ)} = 1,52$$

Valor de θ' adotado igual a 47°.

Adotando FS_p igual 1,5, obtém-se a relação entre o fator de segurança obtido com as forças de protensão e o fator de segurança mínimo referente ao plano crítico de deslizamento, através das Equações 8 e 9, respectivamente.

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{min}} = \frac{1,50}{1,01} = 1,48$$

$$F_{anc} = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\text{sen}(\theta_{cr} - \phi)}{\text{cos}(\beta - \phi)} = \frac{1,48 - 1}{1,48} \cdot 79,04 \cdot \frac{\text{sen}(62,5^\circ - 35^\circ)}{\text{cos}(77,5^\circ - 35^\circ)} = 16,15 \text{ kN/m}$$

Após a obtenção da força de ancoragem é possível calcular a quantidade de tirantes verticais que irá compor cada painel. Para o dimensionamento adotou-se tirantes monobarra DYWIDAG GEWI ST 50/55 Ø32 mm, com suas propriedades descritas na Tabela 13.

Tabela 13 - Características do tirante adotado

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm ²)	Peso (Kg/m)	Ruptura		Escoamento	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)
210	Barra	GEWI ST 50/55	1 Ø32 mm	804	6.31	442	55	402	50

Fonte: Adaptado e DYWIDAG (2017).

A Equação 16 define a quantidade necessária de tirantes para a segura ancoragem do paramento.

$$N_t = \frac{F_{anc} \cdot e}{Q_w} \quad (16)$$

Onde:

N_t = número de tirantes verticais;

F_{anc} = força de ancoragem (kN/m);

e = espaçamento horizontal entre tirantes (adotado 2,5 m);

Q_w = carga de trabalho dos tirantes (kN).

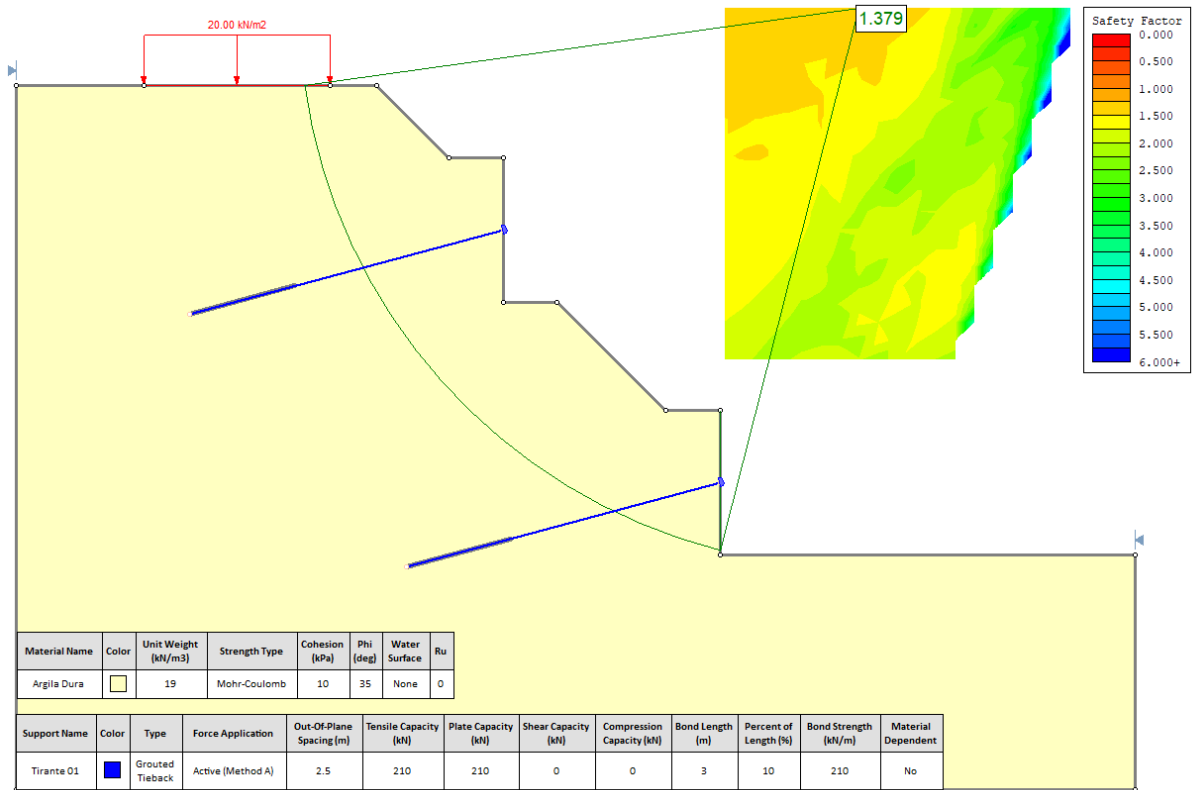
$$N_t = \frac{F_{anc} \cdot e}{Q_w} = \frac{16,15 \cdot 2,5}{210} = 0,19 \rightarrow 1 \text{ tirante}$$

Assim, cada painel de 10 m contará com 4 tirantes espaçados horizontalmente 2,5 m.

Com a quantidade de tirantes calculada, verificou-se a análise do talude com a geometria proposta, sendo cada painel de 10 m x 4 m, com 4 tirantes cada, espaçados horizontalmente 2,5 m. Foi considerado no cálculo, uma carga à montante do talude de 20 kN/m², referente às instalações do frigorífico ficarem relativamente perto da área a ser estabilizada, e por possíveis carros que possam estacionar no local.

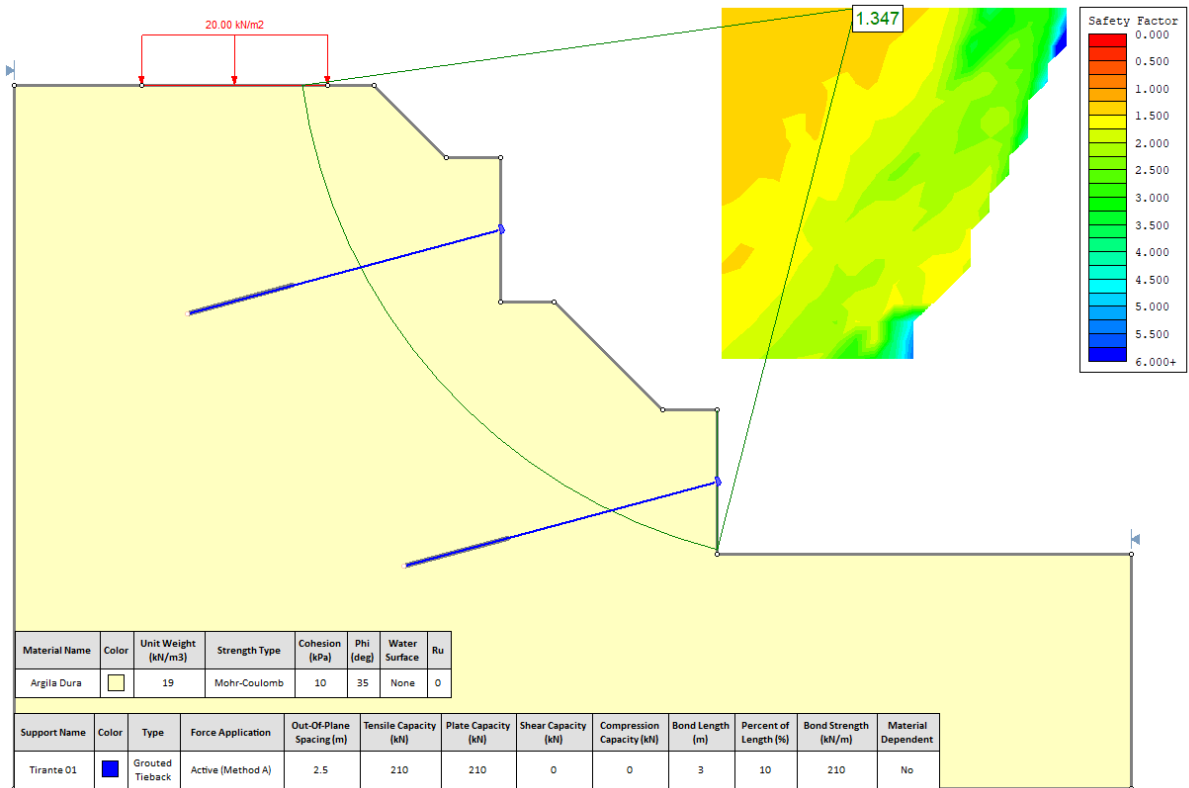
A análise foi feita através do *software* Slide®, versão 6.0 da empresa Rocscience, pelos métodos de Bishop Simplificado e Fellenius. Os dados obtidos não foram satisfatórios, conforme ilustram as Figuras 41 e 42, não alcançando o coeficiente de segurança mínimo de 1,5.

Figura 41 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (1 tirante)
Método de Fellenius



Fonte: Elaborado pelo autor.

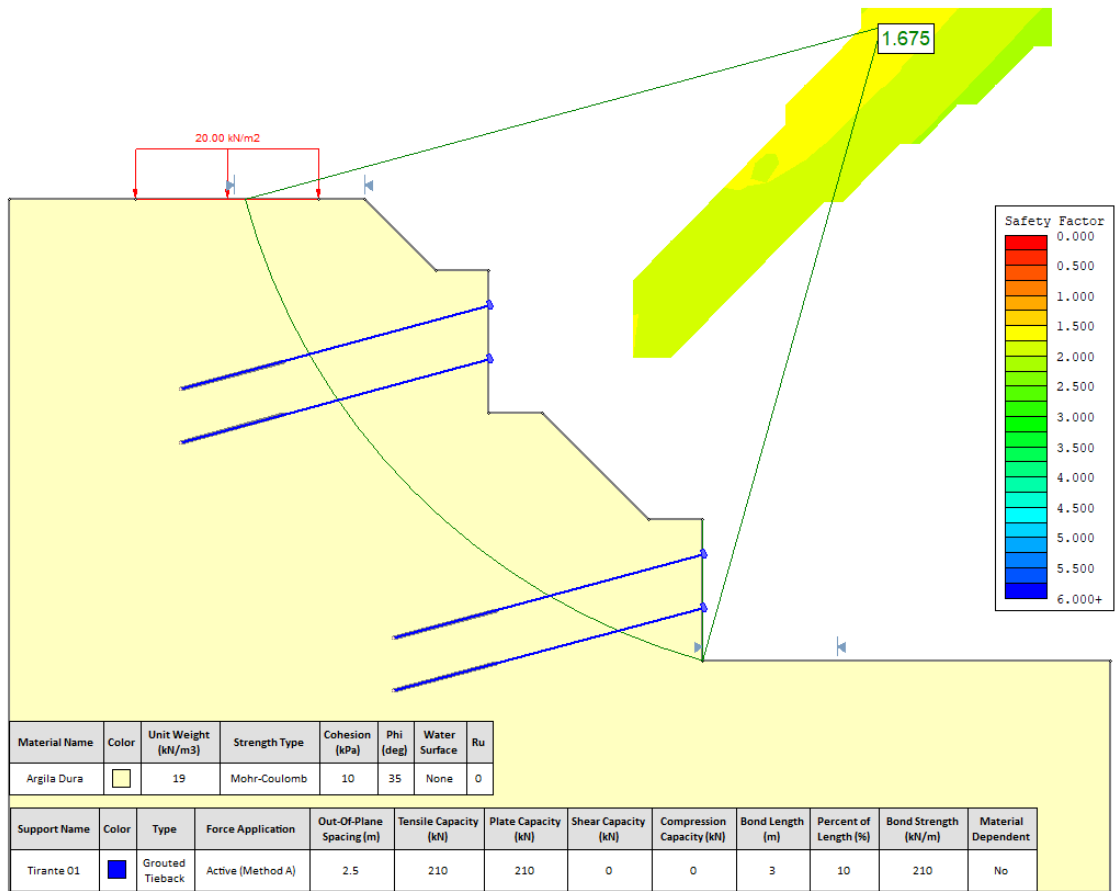
Figura 42 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (1 tirante)
Método de Bishop



Fonte: Elaborado pelo autor.

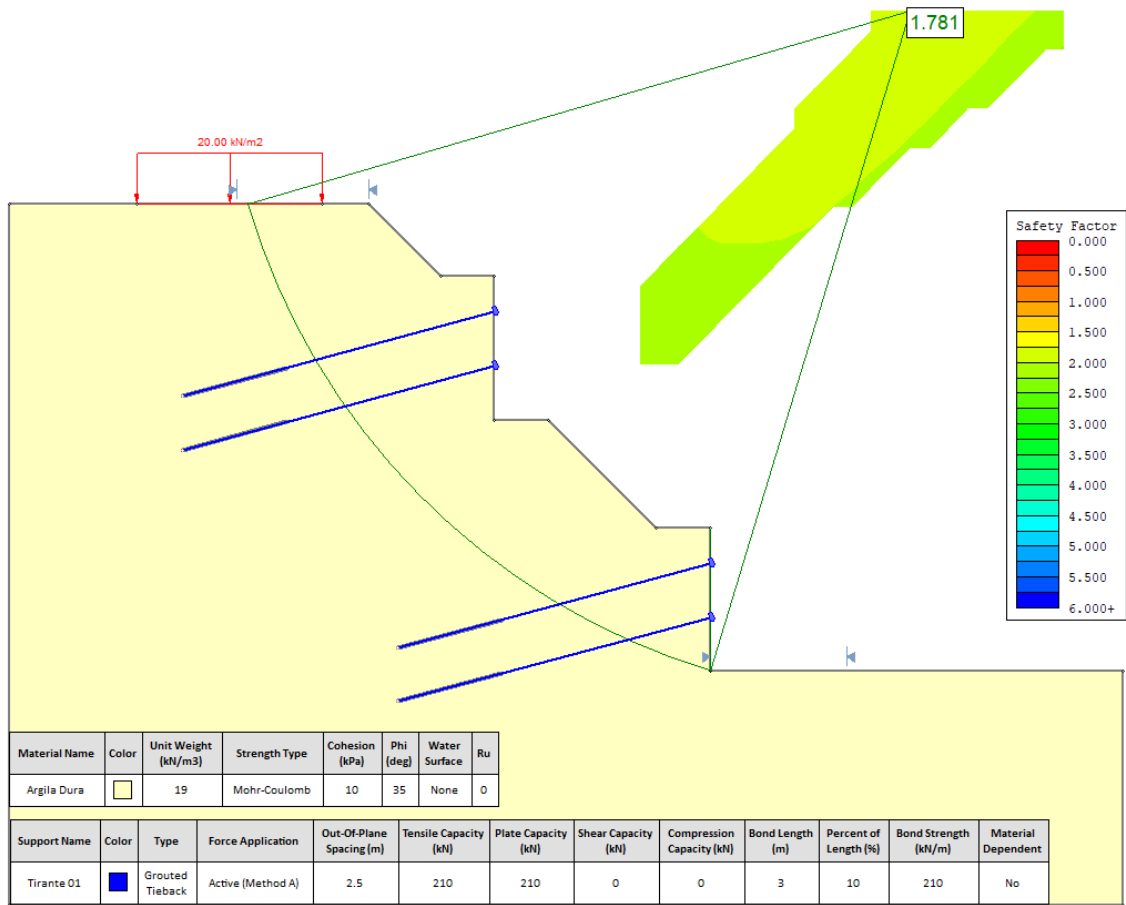
Portanto, a adoção de mais tirantes verticais se fez necessária. O adotado foram 2 tirantes, espaçados verticalmente 2 m, o que conferiu um significativo aumento no fator de segurança, com valores de FS iguais a 1,67 e 1,78, validando o objetivo da etapa de dimensionamento (Figuras 43 e 44).

Figura 43 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (2 tirantes)
Método de Fellenius



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 44 - Seção do talude com a aplicação da cortina atirantada (2 tirantes)
Método de Bishop



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com a definição da quantidade de tirantes verticais, pode-se executar a verificação do comprimento necessário do bulbo de ancoragem (Equação 17).

$$R_{rup} = carga\ de\ trabalho \cdot FS \tag{17}$$

$$R_{rup} = 21\ tf \cdot 1,75 = 36,75\ tf = 367,50\ kN$$

Devido ao sistema de tirantes ser permanente, adotou-se FS igual a 1,75.

Tendo conhecimento que o solo é uma argila rija, consultou-se a Tabela 9, descrita no item 2.5.4.3 Dimensionamento do bulbo de ancoragem, indicando o valor de K igual a 1, sabendo-se que o diâmetro do tricône é de 0,1 m e tendo o valor de R_{rup} , utilizou-se a Equação 15 para o dimensionamento do bulbo de ancoragem.

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K$$

$$36,75 = 9,2 \cdot 20 \cdot 0,1 \cdot L \cdot 1$$

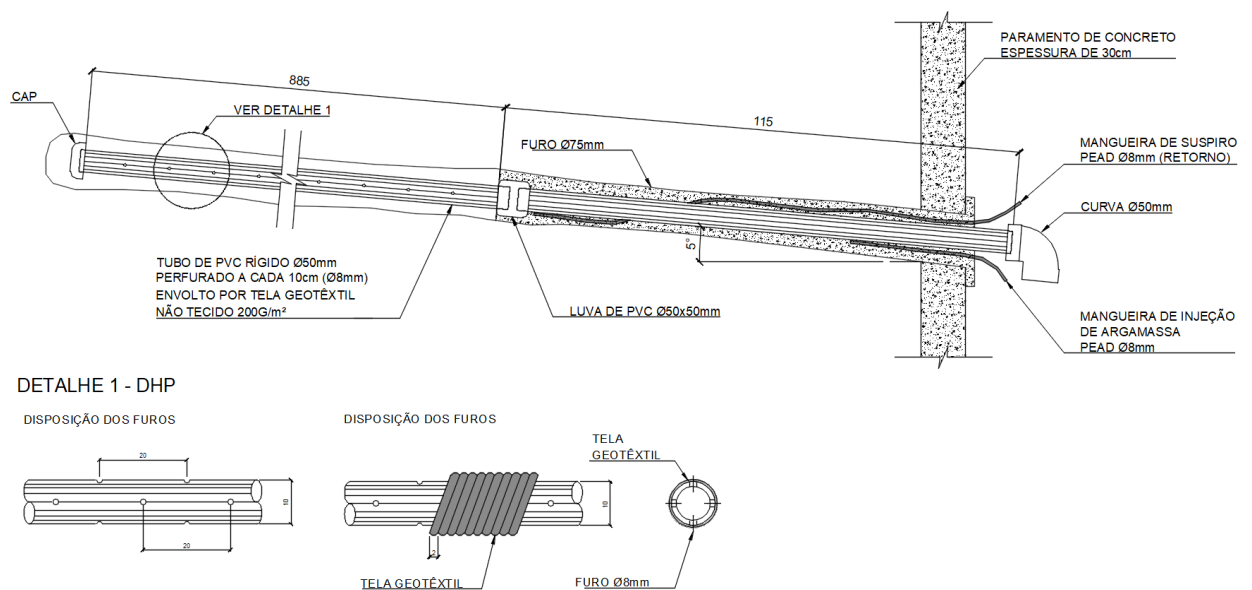
$$L = 2,0 \text{ m}$$

Adotou-se L_{anc} igual a 3 m, valor indicado como o mínimo aceitável para a ancoragem do bulbo ao solo, o trecho livre foi adotado como 6 m.

4.2.1 Representação gráfica e detalhes de projeto

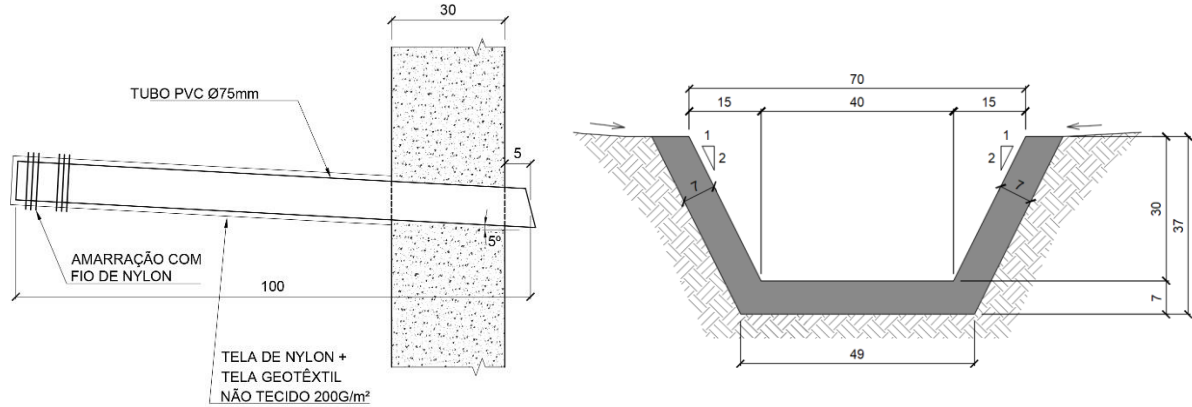
Para evitar o acúmulo de água no maciço de solo, foram dimensionados barbacãs e drenos subhorizontais profundos, assim como as canaletas de drenagem, para direcionar as águas provenientes do escoamento superficial (Figuras 45 e 46).

Figura 45 - Detalhe DHP



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 46 - Detalhes do barbacã e da canaleta trapezoidal



Fonte: Elaborado pelo autor.

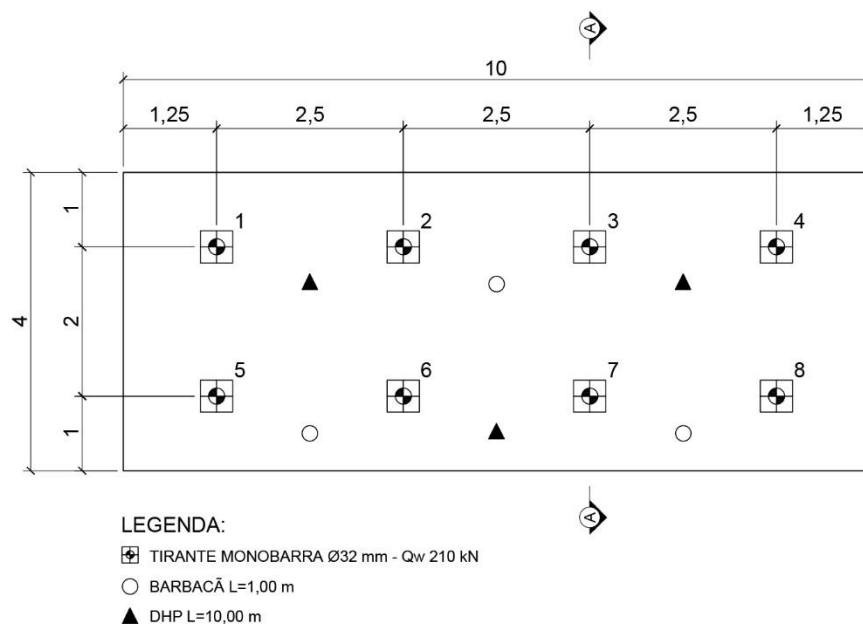
De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2006), os tirantes devem receber uma proteção contra os efeitos de corrosão, para esta solução, foi considerado uma proteção classe 2, recomendada para tirantes permanentes em meio não agressivo.

Os ensaios devem ser realizados conforme o item 2.5.3.5 Protensão.

Conforme mostrado nos cálculos, o diâmetro do furo dos tirantes deve ser de 100 mm, quanto a injeção, deve-se executar um mínimo de duas fases.

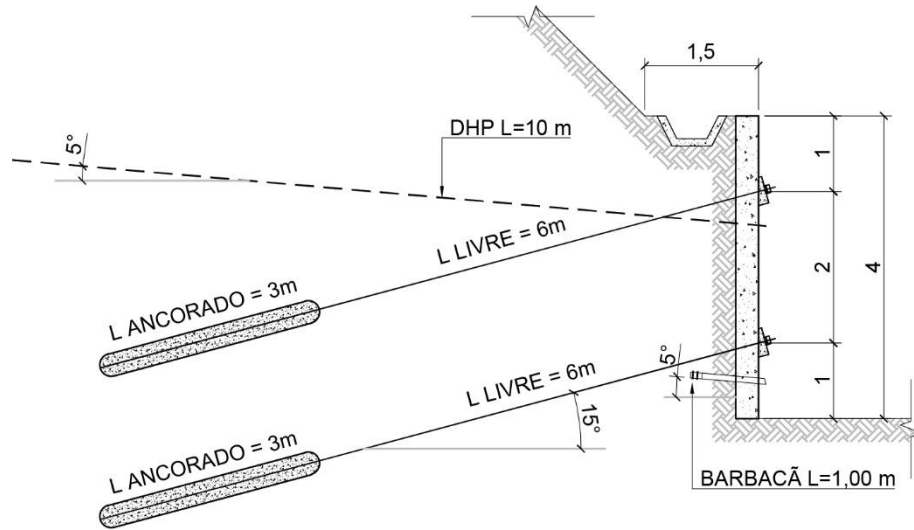
As Figuras 47 e 48 ilustram um painel em vista e corte, respectivamente.

Figura 47 - Vista frontal do painel 10 m x 4 m



Fonte: Elaborado pelo autor.

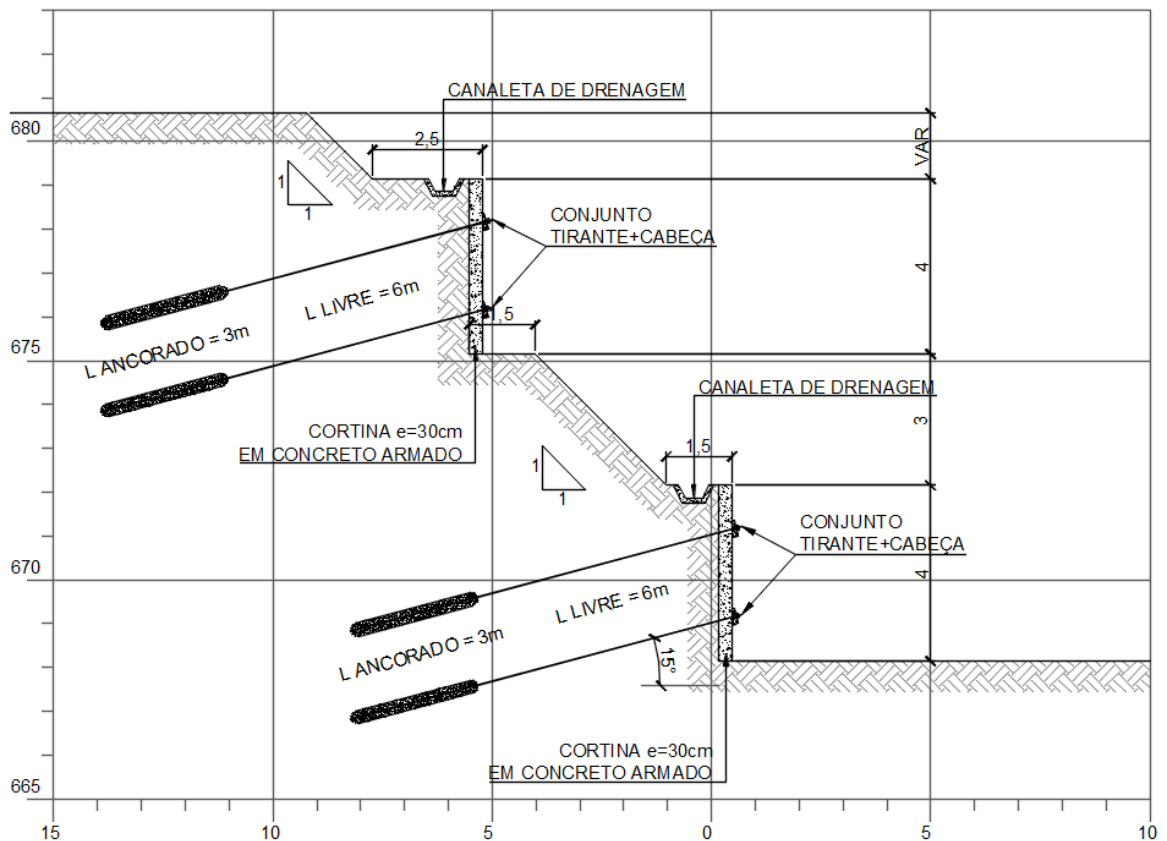
Figura 48 - Corte do painel 10 m x 4 m



Fonte: Elaborado pelo autor.

O paramento finalizado é ilustrado na Figura 49.

Figura 49 - Seção do paramento com os 2 níveis de contenção

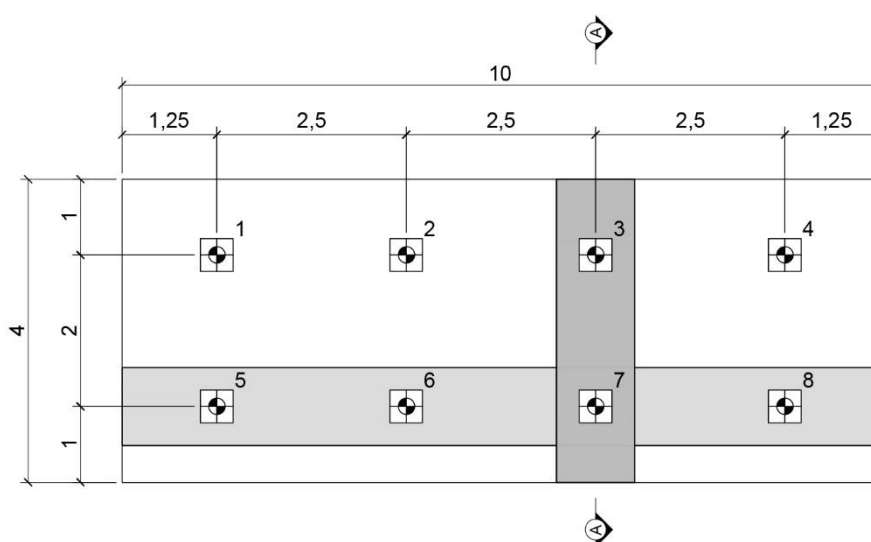


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2 Dimensionamento estrutural do paramento de concreto

Para o dimensionamento dos painéis, que possuem 10,0 m de comprimento, 4,0 m de altura e 0,30 m de espessura, o cálculo das armaduras foi elaborado baseado no cálculo de vigas, dividindo a cortina atirantada em vigas horizontais e verticais, considerando os tirantes ancorados como apoios de 2ª ordem, assim, obtendo-se as armaduras longitudinais e transversais do paramento, conforme Figura 50.

Figura 50 - Vista frontal do painel (vigas)



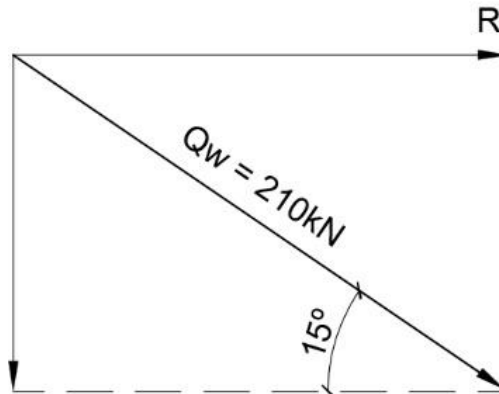
Fonte: Elaborado pelo autor.

Após a determinação das dimensões de cada viga, utilizou-se o *software* Ftool®, que executa análise de estruturas bidimensionais, para analisar os esforços e obter os diagramas de esforço cortante e momento fletor, necessários para a obtenção de dados para a armação do paramento.

Conforme ilustrado na Figura 50, a viga horizontal possui 4 tirantes, espaçados 2,5 m entre si, com um balanço de 1,25 m em cada extremidade e a viga vertical possui 2 tirantes, espaçados entre si 2 m, com um balanço de 1 m em cada extremidade. Os carregamentos aplicados em cada viga foram descobertos através do equilíbrio das forças verticais, utilizando como reação de apoio a componente horizontal da carga de trabalho do tirante, sendo esta força de 210 kN, o comprimento

total das vigas horizontal e vertical sendo 10 m e 4 m, respectivamente, e o ângulo para decomposição das forças 15° (Figura 51), conforme demonstrado nos detalhamentos anteriores.

Figura 51 - Componente horizontal do tirante



Fonte: Elaborado pelo autor.

A componente horizontal do tirante é calculada através da Equação 18.

$$y = \cos 15^\circ \cdot 210 \text{ kN} = 203 \text{ kN (1 tirante)} \quad (18)$$

Calcula-se a carga distribuída na viga horizontal (Equação 19).

$$\sum \text{forças verticais} = 0 \quad (19)$$

$$(4R) - (Q \cdot l) = 0$$

$$(4 \cdot 203 \text{ kN}) - (Q \cdot 10 \text{ m}) = 0$$

$$Q = 81,20 \text{ kN/m}$$

Na sequência, obtém-se o resultado da carga distribuída na viga vertical (Equação 20).

$$\sum \text{forças verticais} = 0 \quad (20)$$

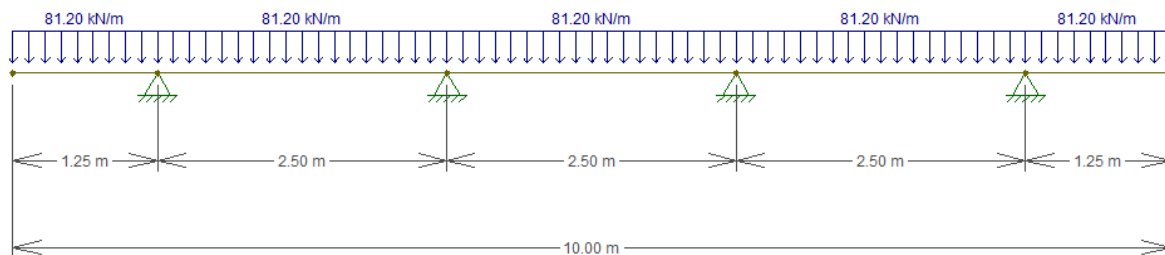
$$(2R) - (Q \cdot l) = 0$$

$$(2 \cdot 203 \text{ kN}) - (Q \cdot 4 \text{ m}) = 0$$

$$Q = 101,50 \text{ kN/m}$$

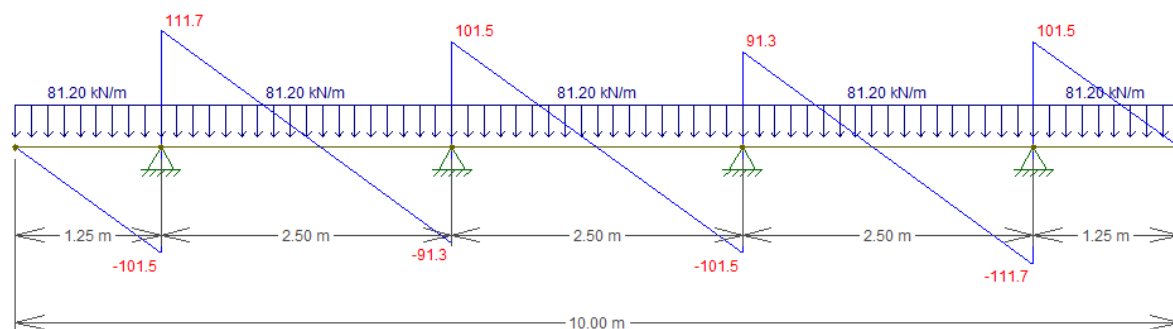
Com os dados da geometria da cortina e o valor das cargas distribuídas, é possível executar a análise do esquema estrutural das vigas (Figuras 52 e 55), através dos diagramas de esforço cortante e momento fletor (Figuras 53, 54, 56 e 57).

Figura 52 - Esquema estrutural da viga horizontal (Ftool®)



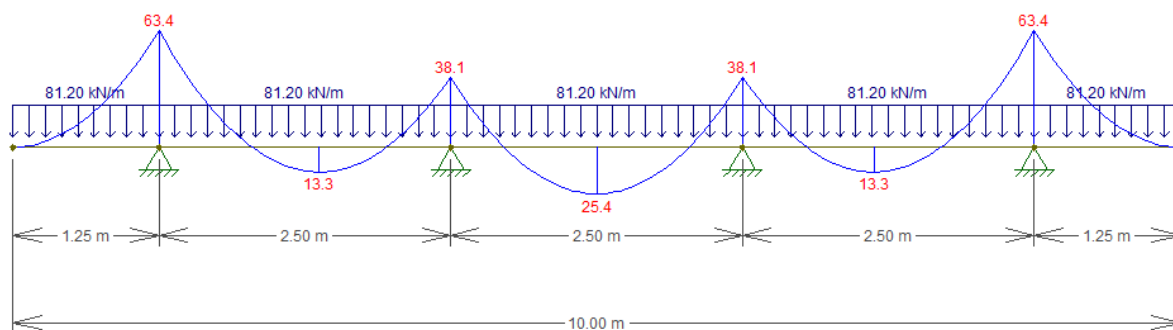
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 53 - Diagrama de esforço cortante (kN) da viga horizontal (Ftool®)



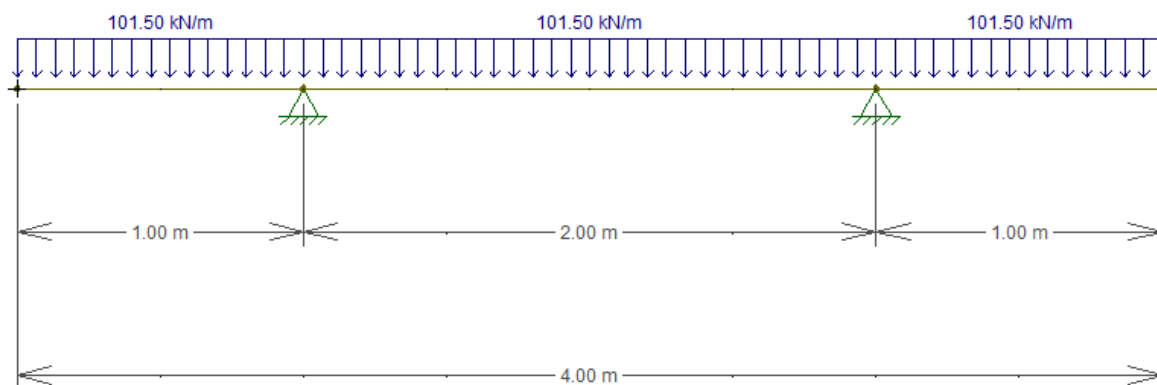
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 54 - Diagrama de momento fletor (kN.m) da viga horizontal (Ftool®)



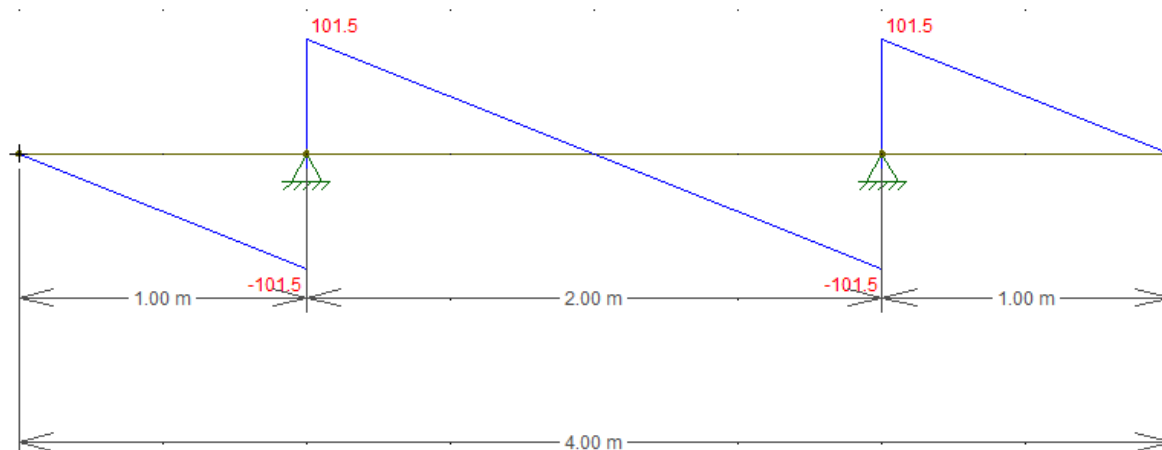
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 55 - Esquema estrutural da viga vertical (Ftool®)



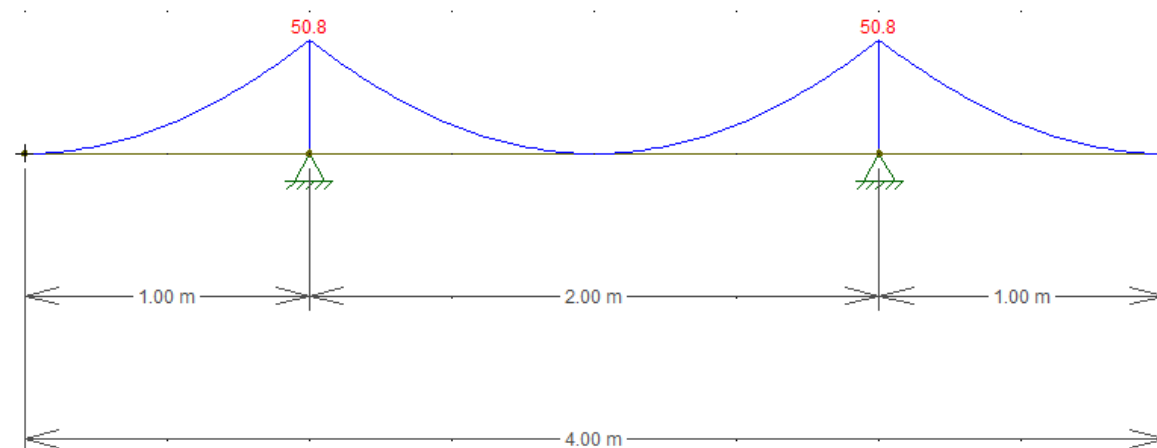
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 56 - Diagrama de esforço cortante (kN) da viga vertical (Ftool®)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 57 - Diagrama de momento fletor (kN.m) da viga vertical (Ftool®)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Após a obtenção dos diagramas, as armaduras foram dimensionadas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), obedecendo os limites de armaduras mínimas e máximas, o resultado é demonstrado a seguir:

a) viga horizontal:

Armadura longitudinal na face interna = Aço CA-50 - 7 \varnothing 12,5 c/ 15cm;

Armadura longitudinal na face externa = Aço CA-50 - 7 \varnothing 10,0 c/ 15cm.

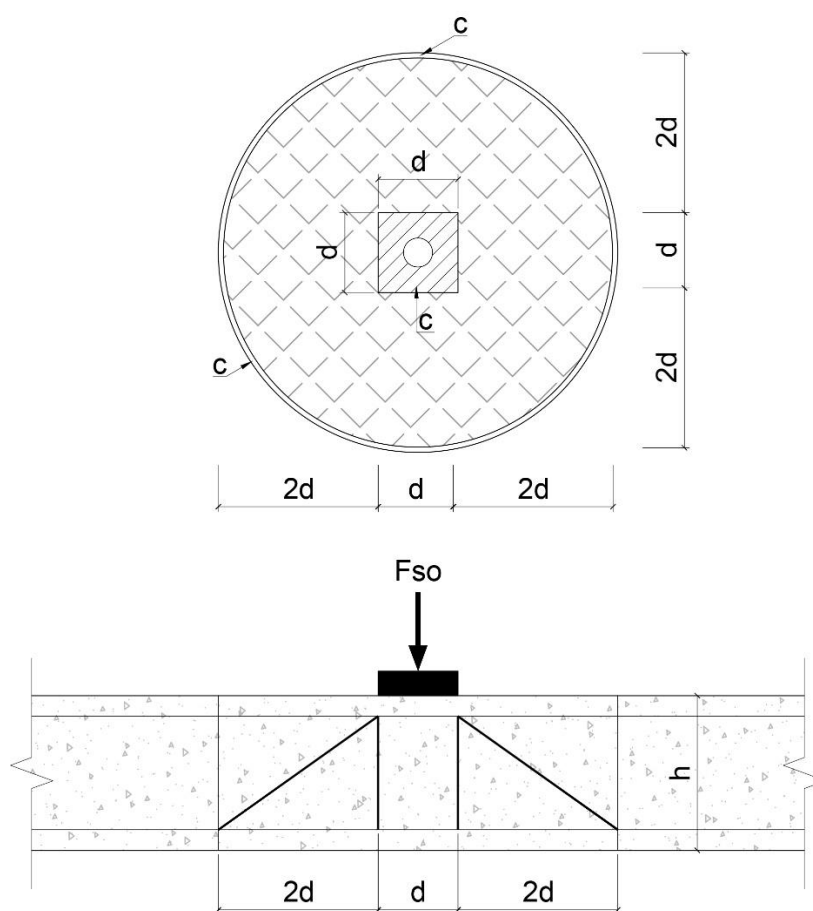
b) viga vertical:

Armadura longitudinal na face interna = Aço CA-50 - 6 \varnothing 12,5 c/ 18,5cm;

Armadura longitudinal na face externa = Aço CA-50 - 7 \varnothing 10,0 c/ 15cm.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), recomenda a verificação ao efeito de punção nos elementos de concreto, a Figura 58 ilustra o funcionamento do efeito.

Figura 58 - Geometria do efeito de punção



Fonte: Adaptado pelo autor com base na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Onde:

h = espessura da laje de concreto (30 cm);

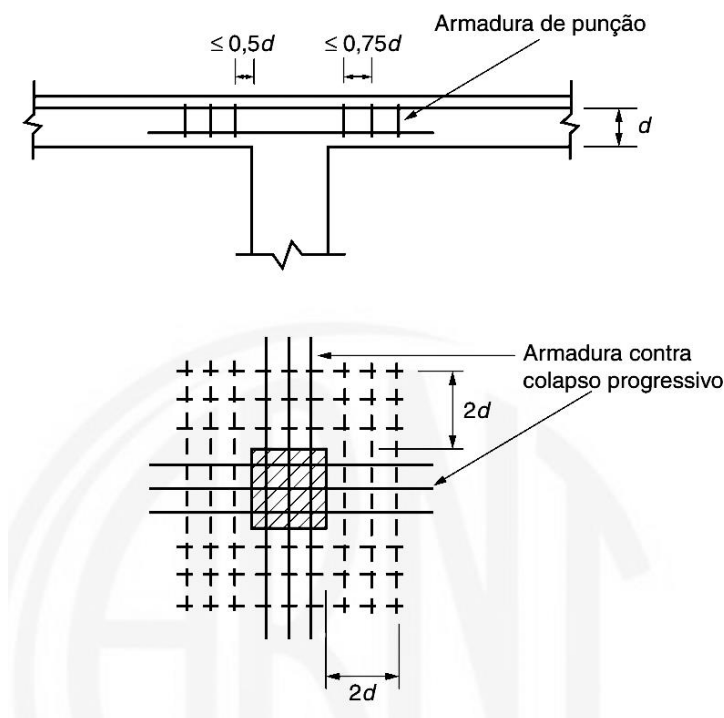
d = altura útil da seção de concreto (24 cm);

c = cobrimento nominal (3 cm), conforme classe de agressividade obtido através da NBR 6118 (ABNT, 2014).

O resultado obtido indica a não necessidade de armar a seção contra os esforços de punção dos tirantes, porém, conforme o item 19.5.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014 p. 168), “No caso de a estabilidade global da estrutura depender da resistência da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que T_{sd} seja menor que T_{Rd1} . Essa armadura deve equilibrar um mínimo de 50% de F_{sd} ”.

Obedecendo a diretriz da norma, foi dimensionada a armadura de colapso progressivo (Figura 59), o cálculo estimou a adoção de 5 barras de $\varnothing 10$ mm em cada direção, totalizando 10 barras.

Figura 59 - Armadura de punção



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para o projeto deste trabalho, não foi considerado o dimensionamento das fundações para a cortina atirantada.

4.3 Dimensionamento de contenção em Solo Grampeado

Conforme demonstrado no item 4.1, o maciço de solo não apresenta fator de segurança satisfatório, com isso se faz necessário algum recurso para a estabilização do mesmo. Anteriormente foi detalhado a contenção utilizando a técnica de cortina atirantada, agora será descrito a elaboração através do método de solo grampeado.

Os dados iniciais para o cálculo do método de estabilização estão dispostos a seguir.

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3;$$

$$c = 10 \text{ kN/m}^2;$$

$$\phi = 35^\circ.$$

Para determinar o restante dos parâmetros necessários para alimentar o sistema de cálculo, se fez necessário escolher o tipo de grampo. Os diâmetros usualmente empregados são de 25 e 32 milímetros. Para este projeto foram adotadas barras de ambos diâmetros, da marca GEWI (DYWIDAG, 2017), visando a obtenção de qual melhor se adequa à solução. A Tabela 14 demonstra as principais características das barras adotadas para os cálculos.

Tabela 14 - Características dos grampos metálicos

Marca	Modelo	Diâmetro (D)	Tensão de escoamento (f_y)
DYWIDAG	GEWI	25 mm	550 MPa
		32 mm	550 MPa

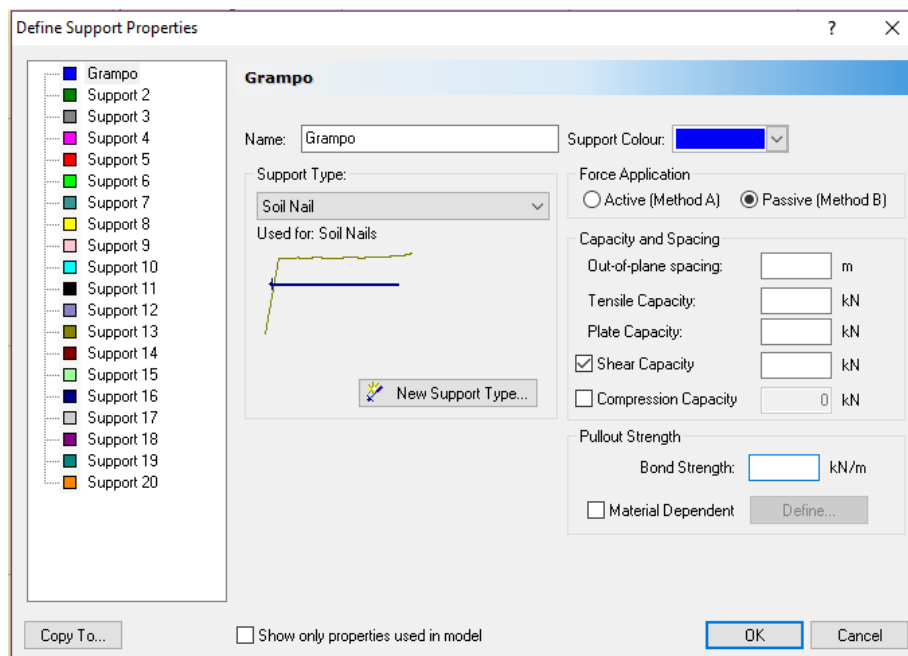
Fonte: Adaptado de DYWIDAG (2017).

O *software* necessita de dados específicos para o correto dimensionamento da solução com grampos, que são:

- carga máxima do elemento de reforço (*Tensile Capacity - T_R*);
- carga aplicada na placa de ligação talude-grampo (*Plate Capacity*);
- espaçamento horizontal entre grampos (*out-of-plane spacing*);
- capacidade de suporte ao cisalhamento (*Shear Capacity - S_R*) e
- força de arrancamento (*Bond Strength - B_s*).

A Figura 60 ilustra a tela onde estes dados são inseridos para prosseguir com o cálculo das estabilidades.

Figura 60 - Tela de *input* do software Slide



Fonte: ROCSCIENCE (2002).

De acordo com Cala et al. (2012), pode-se reduzir o diâmetro dos grampos em até 4 mm, visando uma possível ocorrência de corrosão. O cálculo da área efetiva dos grampos é dado através da Equação 21.

$$A_{ef}^D = \frac{\pi \cdot (D - 4)^2}{4} \quad (21)$$

Assim, aplicando a Equação 21, obtém-se para as barras com diâmetro de 25 e 32 mm, respectivamente, os seguintes valores das áreas efetivas.

$$A_{ef}^{25\text{ mm}} = \frac{\pi \cdot (25 - 4)^2}{4} = 346,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{ef}^{32\text{ mm}} = \frac{\pi \cdot (32 - 4)^2}{4} = 615,75 \text{ mm}^2$$

Com as áreas efetivas determinadas, definiu-se o valor da capacidade de suporte à tração (T_R), para cada grampo adotado nos cálculos, conforme a Equação 22.

$$T_R^D = Ag_{ef}^D \cdot \frac{f_y}{1,15} \quad (22)$$

$$T_R^{25\text{ mm}} = Ag_{ef}^{25\text{ mm}} \cdot \frac{f_y}{1,15} = \frac{346,36 \cdot 550}{1000 \cdot 1,15} = 165\text{ kN}$$

$$T_R^{32\text{ mm}} = Ag_{ef}^{32\text{ mm}} \cdot \frac{f_y}{1,15} = \frac{615,75 \cdot 550}{1000 \cdot 1,15} = 295\text{ kN}$$

Na equação 22, o valor da tensão de escoamento (f_y) teve seu valor dividido por 1,15, visando a segurança, método usualmente utilizado em projetos de contenção.

De maneira semelhante à obtenção da capacidade de suporte à tração, obteve-se a capacidade de suporte ao cisalhamento dos grampos (S_R), aplicando-se a Equação 23.

$$S_R^D = Ag_{ef}^D \cdot \tau_y \quad (23)$$

Onde:

τ_y = tensão de escoamento dos grampos para cargas cisalhantes, de acordo com Cala et al. (2012), valor obtido com o auxílio da Equação 24.

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (24)$$

Assim:

$$S_R^{25\text{ mm}} = \frac{Ag_{ef}^{25\text{ mm}} \cdot f_y}{1000 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{3}} = \frac{346,36 \cdot 550}{1000 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{3}} = 95\text{ kN}$$

$$S_R^{32\text{ mm}} = \frac{Ag_{ef}^{32\text{ mm}} \cdot f_y}{1000 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{3}} = \frac{615,75 \cdot 550}{1000 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{3}} = 170\text{ kN}$$

A Tabela 15 demonstra os valores obtidos para o dimensionamento dos grampos de forma resumida.

Tabela 15 - Propriedades dos grampos selecionados

Marca	Modelo	Diâmetro (D)	Área efetiva da seção transversal ($A_{g_{ef}}$)	Capacidade de suporte à tração (T_R)	Capacidade de suporte ao cisalhamento (S_R)
DYWIDAG	GEWI	25 mm	346.36 mm ²	165 kN	95 kN
		32 mm	615.75 mm ²	295 kN	170 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para finalizar, definiu-se a força de arrancamento na interface solo-grampo (q_s). Recorreu-se a Equação 1 para a obtenção deste valor, o comprimento de injeção (L_{inj}) foi arbitrado através de diversas tentativas, através do *software* Slide. O comprimento de injeção adotado foi 8 m.

$$q_s^{25\text{ mm}} = \frac{T_N}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_{inj}} = \frac{95}{\pi \cdot 0,1\text{ m} \cdot 8\text{ m}} = 38\text{ kPa ou } 38\text{ kN/m}^2$$

$$q_s^{32\text{ mm}} = \frac{T_N}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_{inj}} = \frac{170}{\pi \cdot 0,1\text{ m} \cdot 8\text{ m}} = 68\text{ kPa ou } 68\text{ kN/m}^2$$

Com a força de arrancamento na interface solo-grampo definida, é possível obter o valor da força de arrancamento B_s , que o *software* utiliza, através da Equação 25.

$$B_s = \pi \cdot D_f \cdot q_s \quad (25)$$

Onde:

B_s = força de arrancamento (*Bond Strength*) em kN/m;

D_f = diâmetro do furo (m);

q_s = força de arrancamento na interface solo-grampo.

Aplicando a Equação 25 é obtido o último parâmetro necessário para a elaboração dos resultados através do *software*.

$$B_s^{25\text{ mm}} = \pi \cdot D_f \cdot q_s = \pi \cdot 0,1\text{ m} \cdot 38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12\text{ kN/m}$$

$$B_s^{32\text{ mm}} = \pi \cdot D_f \cdot q_s = \pi \cdot 0,1\text{ m} \cdot 68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 21\text{ kN/m}$$

Após a obtenção dos valores, foi dimensionada a contenção utilizando os tipos de barras estudadas, o espaçamento utilizado foi de 1,5 m entre grampos verticais e 1,25 m entre grampos horizontais. O acréscimo de uma carga de 20 kN/m² também foi adicionado, visando possíveis carregamentos provenientes de carros ou pequenas construções.

A Tabela 16 resume os parâmetros utilizados nos cálculos.

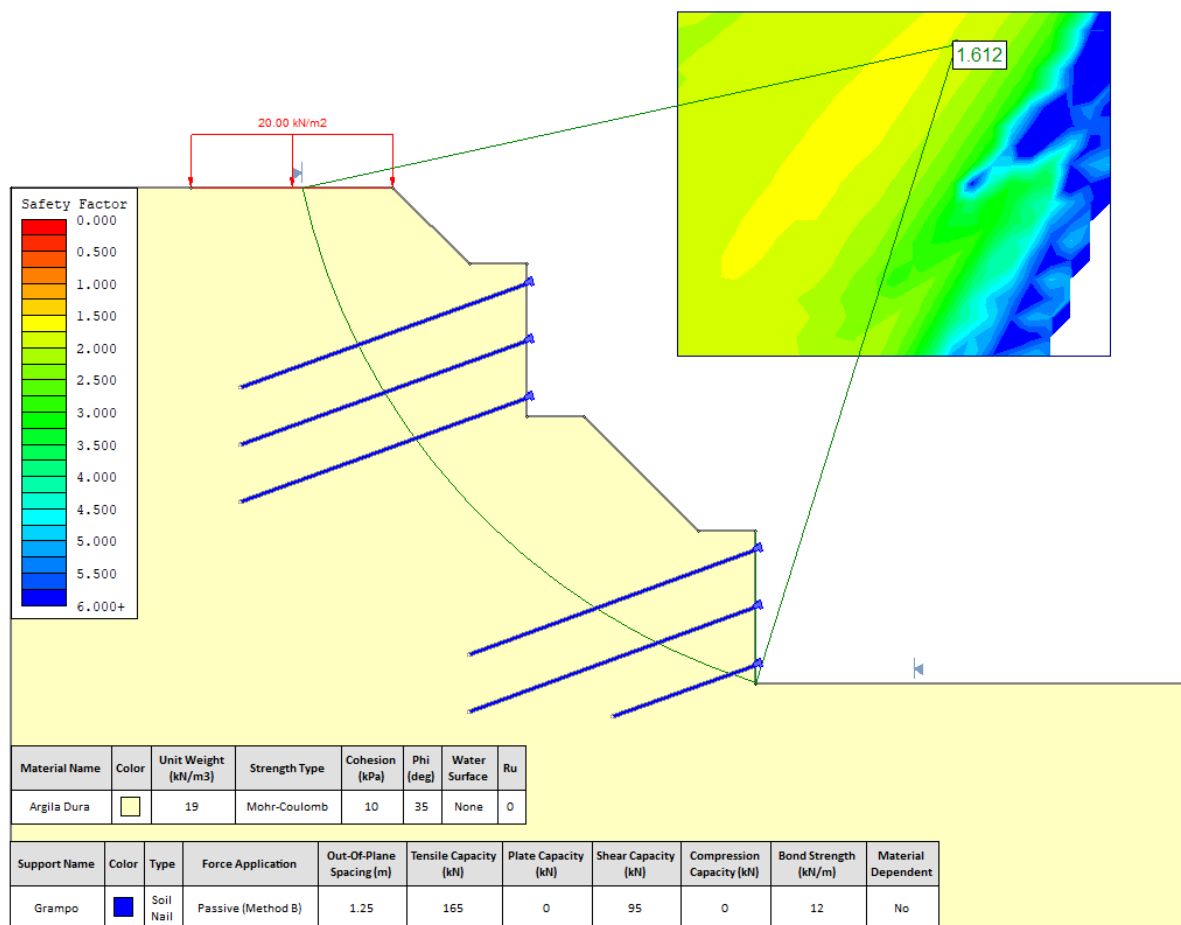
Tabela 16 - Resumo dos parâmetros adotados no projeto

Parâmetro	Valor Adotado
Barra de aço CA-50 - Tensão de Escoamento	500 MPa
Diâmetro da barra	25 mm
Diâmetro do furo	0.10 m
Espaçamento horizontal entre grampos	1.25 m
Espaçamento vertical entre grampos	1.50 m
Capacidade de suporte a tração (T_R)	165 kN
Carga aplicada na placa de ligação grampo-talude	0
Força de arrancamento na interface solo-grampo (q_s)	38 kPa
Força de arrancamento de trabalho (B_S)	12 kN/m
Capacidade de suporte à tração (S_R)	95 kN
Comprimento dos grampos	8 e 4 m
Ângulo de instalação dos grampos	15°

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 61 ilustra o resultado satisfatório obtido com a utilização das barras de 25 mm (FS =1,61), dispensando a necessidade do dimensionamento empregando as barras de 32 mm, que seriam utilizadas caso as barras de 25 mm necessitassem de comprimentos demasiadamente longos.

Figura 61 - Seção do talude com a aplicação de solo grampeado
Método de Fellenius

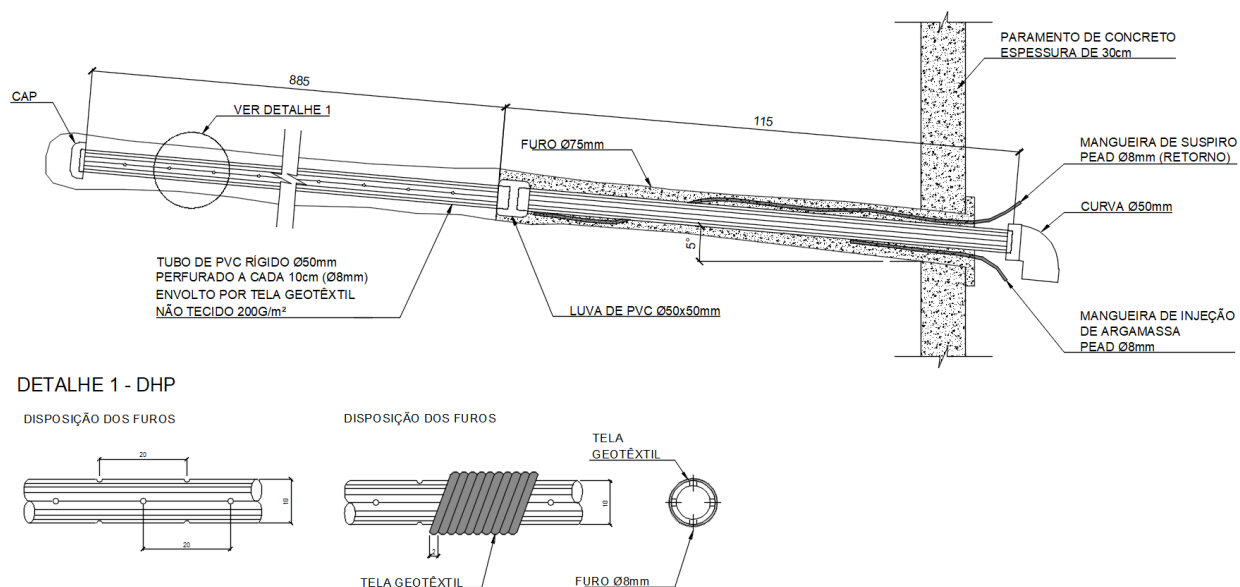


Fonte: Elaborado pelo autor.

Como mostrado na Figura 61 somente um dos grampos possui comprimento diferente de 8 m, localizado no pé da contenção. Este tem o comprimento de 4 m, não havendo a necessidade de aumentá-lo, já que como a figura ilustra, a curva de ruptura do talude ocorre rente ao pé do mesmo.

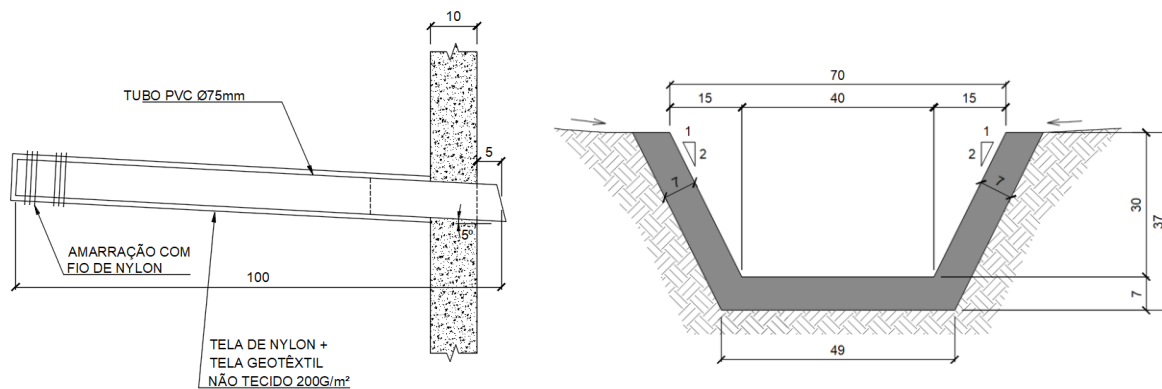
Da mesma forma que os tirantes, o paramento com solo grampeado deve ser protegido contra o acúmulo de água e o escoamento superficial. O sistema de drenagem utilizado foi exatamente o mesmo da cortina atirantada, barbacãs e drenos subhorizontais profundos, assim como as canaletas de drenagem, para direcionar as águas provenientes do escoamento superficial (Figuras 62 e 63).

Figura 62 - Detalhe DHP



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 63 - Detalhes do barbacã e da canaleta trapezoidal

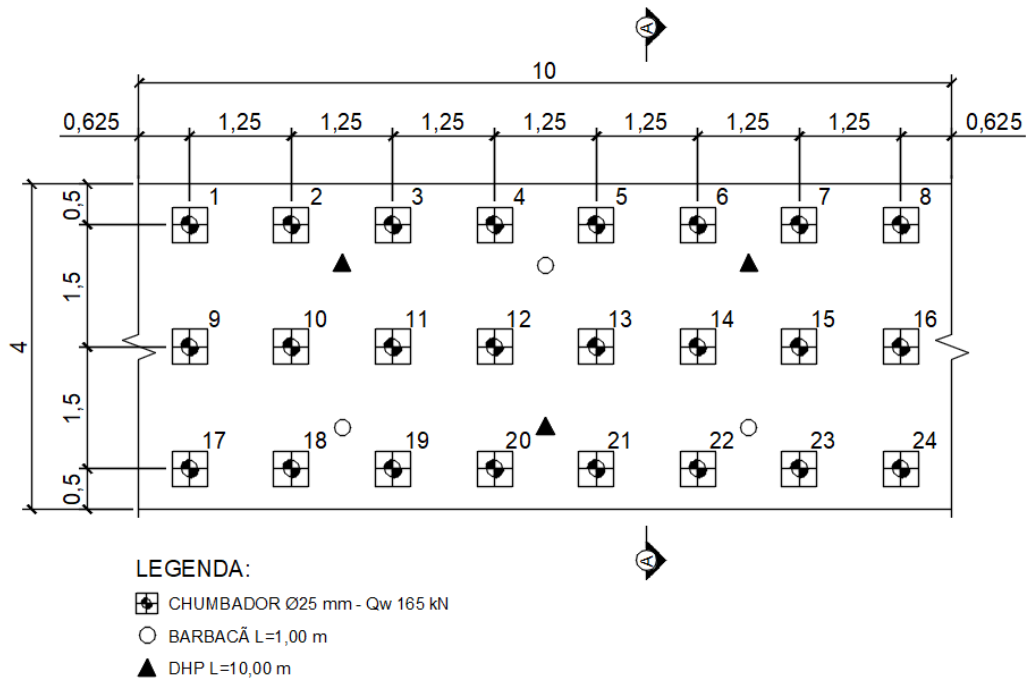


Fonte: Elaborado pelo autor.

Como indicado nos cálculos, os furos para os grampos devem ser executados com 100 mm de diâmetro e 15° de angulação. Os chumbadores deverão receber proteção anticorrosiva classe 2 e um mínimo duas fases de injeção de calda de cimento.

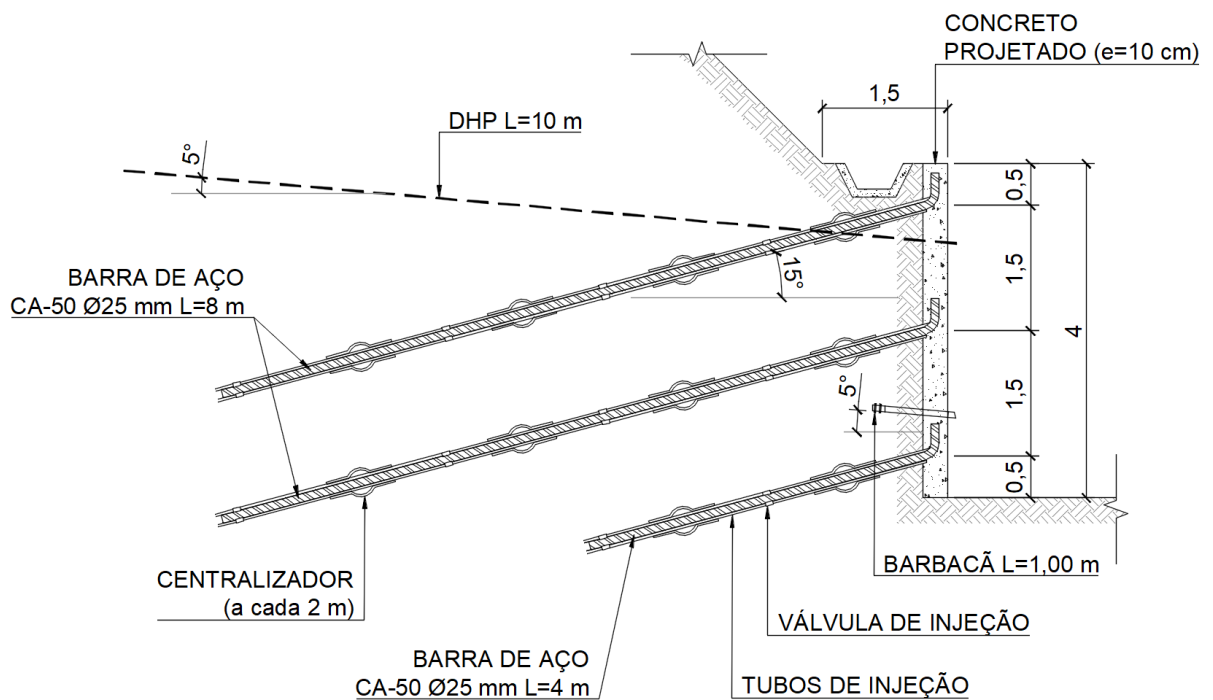
Para evitar a erosão da face do paramento, toda a mesma deverá ser recoberta com uma camada de concreto projetado, de 10 cm de espessura, armada com telas eletrosoldadas. As Figuras 64 e 65 ilustram a vista frontal do paramento e a seção típica do mesmo.

Figura 64 - Vista frontal da solução com solo grampeado



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 65 - Seção típica da parte inferior da solução com solo grampeado

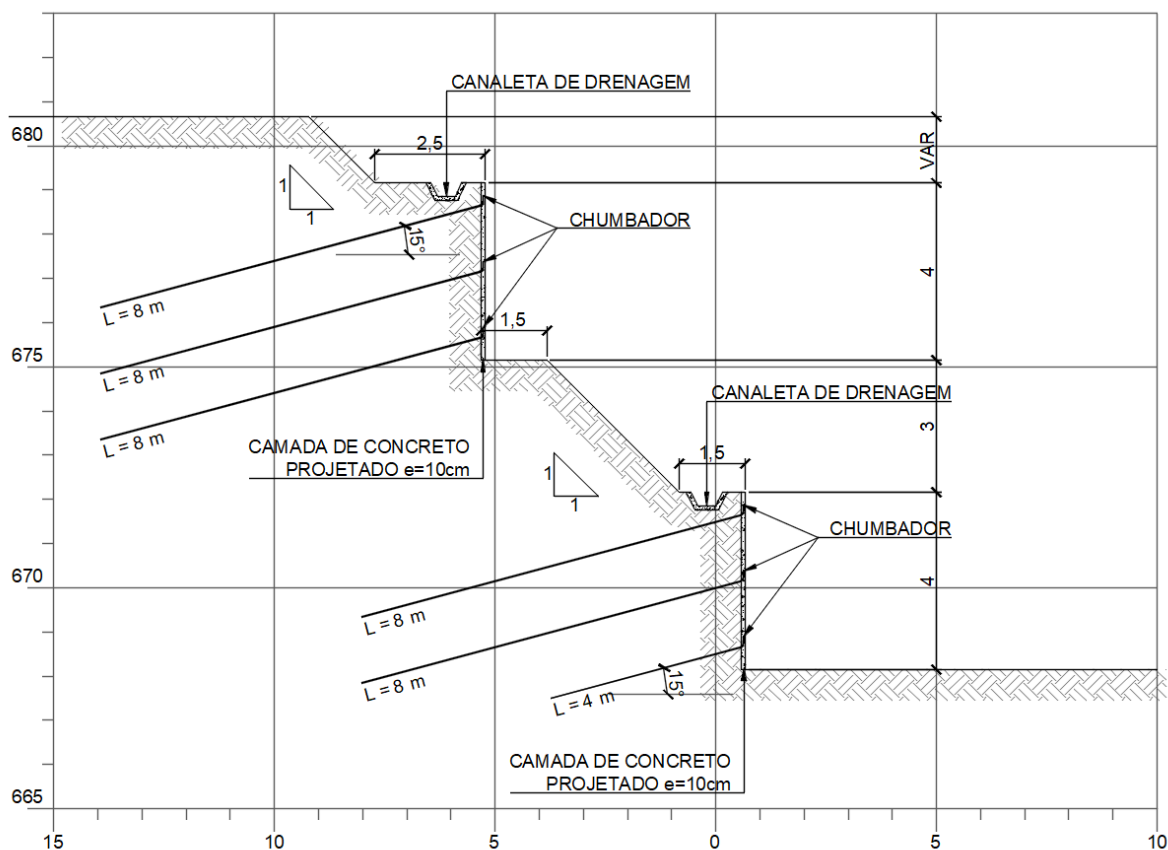


Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com a Figura 64, é possível analisar que somente 10 m do paramento foram ilustrados, esta medida foi tomada para uma melhor apresentação do projeto, pois a representação dos 160 m ocasionaria em um detalhe ilegível.

O paramento finalizado é detalhado na Figura 66.

Figura 66 - Seção do paramento finalizado



Fonte: Elaborado pelo autor.

5 CONCLUSÃO

5.1 Considerações Finais

No mercado de projetos, o profissional deve estar atento à todos detalhes que possam enriquecer o seu trabalho, visando demonstrar ao cliente não somente o resultado final, mas descrevendo as etapas que vieram a culminar nestes valores. As técnicas empregadas e os equipamentos que o executor terá que dispor contribuem muito para a etapa de aprovação dos projetos.

O estudo apresentado descreve dois tipos de soluções para um mesmo problema, cada um com suas vantagens e desvantagens, cabendo ao engenheiro projetista e o executor analisar e validar qual se demonstra mais viável sob o aspecto técnico no atual empreendimento.

5.2 Análise do Desempenho das Soluções Propostas

Ambas soluções mostraram valores positivos para a solução do problema quanto à estabilização do maciço, porém, como informado anteriormente, a área em que se encontra o paramento continuará sendo utilizada como estacionamento, para futuramente dar lugar à expansão do pavilhão.

Estas informações são negativas referente à contenção com solo grampeado. A literatura estudada indica que a técnica apresenta deformações em seu topo, quando submetida à grandes carregamentos. A utilização como estacionamento está prevista em projeto, não prejudicando a solução, porém, a construção de uma edificação muito próxima à montante do paramento, careceria de um estudo mais elaborado, talvez com a combinação de outros métodos de estabilização, formando uma ação conjunta.

O projeto da cortina atirantada neste caso possui algumas vantagens, já que o maciço seria estabilizado durante a execução de cada tirante, não necessitando esperar a mobilização do mesmo para a contenção entrar em ação, como ocorre no solo grampeado. Aumentando a segurança durante a obra e certificando que em próximas chuvas o talude não iria desmoronar durante a fase de execução.

Quanto a questão da utilização como estacionamento ou a ampliação do pavilhão, não influenciariam no uso da técnica, contando que tais carregamentos fossem previstos em projeto.

5.3 Parecer Final

Analisando os pontos apresentados, a solução com cortina atirantada mostrou-se mais atrativa, possibilitando a utilização da área nas duas situações, presente como estacionamento e futura como edificação. A execução do paramento não é tão ágil quanto a de solo grampeado, devido à construção da cortina e das fundações, porém, evita as deformações comentadas e viabiliza um melhor uso do terreno.

5.4 Sugestões para Trabalhos Futuros

A área da engenharia está sempre evoluindo, através de técnicas e materiais que possibilitam novas visões dentro de cada campo de atuação. Durante a execução deste trabalho um destes novos materiais pareceu se encaixar nas situações propostas. Sugere-se para trabalhos futuros:

- a) utilização de concreto flexível (*concrete canvas*) para revestimento de técnicas de estabilização de taludes;
- b) combinação de concreto flexível e solo grampeado, dispensando a utilização de concreto projetado e acelerando ainda mais a execução do paramento;
- c) reforço do paramento de gabião caixa com o uso de concreto flexível.

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C. Reforço do Terreno. In: Hachich, W., et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª. Ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 18, P. 641-690.
- ANTHOINE, A. **Stabilité d'une fouille renforcée par cloage**. Proc. 4th Franco-Polish Conference on Applications of Soil Mechanics. Grenoble, France. 1987.
- AZAMBUJA, E.; STRAUSS, M.; SILVEIRA, F. G. **Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS**. III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE). Rio de Janeiro, p. 435-443. 2001.
- BISHOP, A. W. **The use of the slip circle in the stability analysis os slopes**. Géotechnique. v. 5, p. 7-17. 1955.
- BRUCE, D. A.; JEWELL, R. A. **Soil nailing: application and practice - part I**. Ground Engineering. USA, p. 10-15. 1986.
- BRUNSDEN, D. **Mass movements**. In: EMBLETON, C.; THORNES, V. B. (Ed.). Progress in geomorphology. London: Arnold. London, p. 130-186. 1979.
- BRUNSDEN, D.; PRIOR (EDS), D. B. **Slope instability**. Wiley. Chichester, U.K., p. 620. 1984.
- BYRNE, R. J. et al. **Manual for design and construction monitoring of soil nail wall**. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation. USA, p. 530. 1998.
- CALA, M. et al. **TECCO Slope Stabilization System and RUVOLUM Dimensioning Method**. AGH University os Science and Technology. Romanshorn, Switzerland. 2012.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações - Fundamentos**. 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v. I, 2015.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações - Mecânica das Rochas - Fundações - Obras de Terra**. 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v. II, 2015.

CARDOSO, F. F. **Sistemas de Contenção**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2002.

CERQUEIRA, C. A. G. **Estabilização de Talude com Ancoragem: vinte anos de atividades**. Tópicos de Geomecânica Tecnosolo nº 29. Rio de Janeiro. 1978.

CLOUTERRE. **Recommandations Clouterre 1991 - Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing**. French National Project Clouterre, English Language Translation. Paris, p. 302. 1991.

DUTRA, V. A. de S. **Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção Englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 83. 2013.

DYWIDAG. **Manual de Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG - Aplicações Geotécnicas**. Protendidos DYWIDAG Ltda. São Paulo. 2017.

FABRÍCIO, V. F. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções**. Dissertação de mestrado, PUC RJ. Rio de Janeiro, p. 20-30. 2006.

FALCONI, F. F.; ALONSO, U. A. **Considerações sobre o dimensionamento de uma estrutura em solo grampeado**. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. Rio de Janeiro. 1996.

FEIJÓ, R. L. **Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado**. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 157. 2007.

FELLENIOUS, W. **Calculations of the stability os earth dams**. In: Trans 2nd Congr. Large Dams. Washington, D.C., v. 4, p. 445-463. 1936.

FERREIRA, E. S. **Cortinas Atirantadas**. Palestra ministrada na PUC-RJ, TECNOSOLO. Rio de Janeiro, p. 23. 1986.

FRANZÉN, G. **Soil nailing: A laboratory and field study of pull-out capacity**. Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology. Sweden, p. 226. 1998.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. **Comparison os Slope Stability Methods os Analysis**. Canadian Geotechnical Journal. Vancouver, p. 429-439. 1977.

FTOOL - **Two - Dimensional Frame Analysis Tool**, Educational Version 4.00; jun.2017. (<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>).

GÄSSLER, G. **German practice of soil nailing**. Transportation Research Board, 70th Annual Meeting, Session 138. Washington, DC, p. 35. 1990.

GEORIO. **Manual Técnico de Encostas: Análise e Investigação**. 2. ed. Rio de Janeiro: Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2000.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. Rio de Janeiro: Universidade Estadual do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações, 2009.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GOOGLE MAPS. **[SC 480]**. [2018]. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/SC-480/@-27.0602024,-52.6380026,17.54z/data=!4m5!3m4!1s0x94fab0f76f9d28e9:0x5245851a31d79fc5!8m2!3d-27.1089308!4d-52.6182033>>. Acesso em: 08/04/2018.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1983.

HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook - A guide to understading landslides**. U.S. Geological Survey Circular 1325. Reston, Virginia, p. 129. 2008.

INGOLD, T. S. **An application of ballistic soil nailing, The Practice of Soil Reinforcing in Europe**. London: Thomas Telford Ltd, 1995.

INGOLD, T. S. **Draft european standard - Execution of special geotechnical work / Soil nailing**. CEN technical committee 288, working group 9, reinforced soil. UK, p. 46. 2000.

JOPPERT JÚNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: PINI, 2007.

JURAN, I.; ELIAS, V. **Manual of Practice for Soil Nailing**. Report FHWA: RD89 198, prepared by Earth Engineering and Sciences Inc. US FHW. 1989.

LAZARTE, C. A. et al. **Soil nail walls**. Geotechnical Engineering Circular no. 7, Technical Manual. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation. USA, p. 239. 2003.

LIMA FILHO, S. C. P. **Solo Grampeado - Aplicações práticas para projeto**, trabalho não publicado. UFF. Rio de Janeiro, p. 26. 2000.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaiss**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2007.

MAGALHÃES, M. A. **Resistência ao Arrancamento de Grampos com Fibras de Polipropileno**. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 124. 2005.

MALCOLM X. **The Autobiography of Malcolm X by Malcolm X**. Random House Publishing Group. P. 528. 1992.

MARZIONNA, J. D. et al. **Análise, projeto e execução de escavações e contenções**. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 15, p. 537-578.

MENDES, F. B. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 148. 2010.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. **Reinforcement of Earth Slopes and Embankments**. NCHRP Report 290, USA Transportation Research Board. National Research Council, Washington D.C. 1987.

MORAES, L. J. **Algumas considerações práticas a respeito de estabilidade de taludes**. Dissertação de Mestrado, UFRJ. Rio de Janeiro. 1975.

MORAES, L. J.; ARDUINO, E. G. A. **Estabilização de talude por solo grampeado em Manaus-AM**, Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento. ABMS-NRSP / SindusCon-SP. São Paulo, p. 121-125. 2003.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Dissertação de mestrado em engenharia civil - PUC-RIO. Rio de Janeiro, p. 120. 2003.

MYLES, B. A. **A rapid technique for soil nailing slopes**, The Practice of Soil Reinforcing in Europe. London: Thomas Telford Ltd, 1995.

NBR 11682. **Estabilidade de Encostas**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2009.

NBR 5629. **Execução de tirantes ancorados no terreno**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2006.

NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento**. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2014.

OLIVEIRA, V. S. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado**. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 170. 2006.

ORTIGÃO, J. A. R. **Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado**. Nota técnica, Solos; Rochas. ABMS, p. 39-43. 1997.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. **Manual técnico de encostas**. 2a. ed. Rio de Janeiro: GeoRio, v. IV, 2000.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. **Experiência com solo grampeado no Brasil - 1970-1993**. Solos e Rochas, São Paulo, p. 291-304, Dezembro 1993.

PINTO, C. P.; SILVEIRA, J. D. **Projeto e execução de contenções na Linha Amarela - RJ**. 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE). Rio de Janeiro, p. 531-538. 2001.

PORTERFIELD, J. A.; COTTON, D. M.; BYRNE, R. J. **Soil nailing field inspectors manual - Project Demonstration 103**. Publication no. FWHA-SA-93-068, Federal Highway Administration. Washington, D.C., p. 123. 1994.

PROTO SILVA, T. **Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaise**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio. Rio de Janeiro, p. 140. 2005.

RABCEWICS, L. V. **The New Austrian Tunnelling Method**. Water Power. Part I, nov. 1964.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JÚNIOR, A. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, W., et al. *Fundações: teoria e prática*. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 13, p. 497-515.

ROCSCIENCE INC., G. S. E. R. **User's Guide: Slide 2D Slope Stability, Analysis for Soil and Rock Slopes**. Rocscience Inc. Toronto, Canadá. 2002.

RODRIGUES, J. M. D. A. **Método de Culmann. Ancoragens e tirantes**. Apostila de Obras de Terra I. Escola Politécnica/UFRJ. Departamento de Construção Civil. Rio de Janeiro. 2011.

ROUSSELET, E. D. S.; FALCÃO, C. **A Segurança na Obra**. Rio de Janeiro: SICCMRJ/SENAI/CBIC, 1986.

SCHLOSSER, F.; UNTERREINER, P. **Soil nailing in France - Research and Practice**. Proceeding of first international seminar on soil mechanics and foundation engineering of Iran, Iranian Geotechnical Society. Iran, p. 436-468. 1990.

SMITH, M. J. **Effects of variable geology on soil nail pull-out test results in Hong Kong**. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice. Hong Kong, p. 543-548. 1992.

SOARES, J. E. S.; GOMES, R. C. **Um caso de obra de solo grampeado na encosta da BR-101 em Angra dos Reis - RJ**, Workshop: Solo Grampeado –

Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento. ABMS-NRSP / SindusCon-SP. São Paulo, p. 49-56. 2003.

STRAUSS, M. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre.** Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre. 1998.

TERZAGHI, K. **Mecanismos de Escorregamento de Terra.** Revista Politécnica, traduzido por Ernesto Pichler, São Paulo, n. 167, p. 5-6, Julho 1952.

TOZATTO, J. H. F. **Estruturas de contenção de baixa altura em solo residual.** Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 146. 2000.

TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. **Landslides-Investigation and Mitigation, Special Report 247.** Transportation Research Board, National Research Council, Nacional Academy Press. Washington D.C., p. 525-554. 1996.

USACE. Engineering Manual. **Engineering and design-Slope stability.** US Army Corps of Engineering. [S.I.]. 2003.

VARELA, M. L. **Tabela de dimensionamento de seção retangular com diagrama retangular de acordo com a NBR-6118.** Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia. Rio Grande do Norte. 2018.

VARNES, D. J. **Slope Movement Types and Processes.** HRB, National Research Council. Washington, D.C., p. 11. 1978.

WHITMAN, R. V.; BAILEY, W. A. **Use of Computer for Slope Stability Analysis.** ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v.93. Reston VA, p. 475-498. 1967.

XANTHAKOS, P. P. **Ground anchors and anchored structures.** USA: John Wiley & Sons, 1991.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. **Tirantes.** In: HACHICH, W., et al. Fundações: teoria e prática. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 17, p. 603-640.

ZIRLIS, A. C. **Solo Grampeado - Execução**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS. São Paulo, p. 20. 1999.

ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A. A. **Soil nailing: chumbamento de solos - experiência de uma equipe na aplicação do método**. I COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS. Rio de Janeiro, p. 81-99. 1992.

ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T. **Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat**. 5a. ed. São Paulo: Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda., 2015.

ANEXO A - RELATÓRIOS DE SONDAGEM

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 01		
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		Classificação
1.00	1.45	3	4	5	9		Argila Vermelha Rija	
2.00	2.45	4	5	6	11		Argila Vermelha Rija	
3.00	3.45	6	6	7	13		Argila Marrom Rija	
4.00	4.45	8	10	11	21		Argila Marrom Muito Rija	
5.00	5.45	9	10	13	23		Argila Marrom Muito Rija	
6.00	6.45	10	10	12	22		Argila Marrom Muito Rija	
7.00	7.45	9	11	11	22		Argila Marrom Muito Rija	
8.00	8.45	10	11	12	23		Argila Marrom Muito Rija	
9.00	9.45	10	10	11	21		Argila Marrom Muito Rija	
10.00	10.45	11	10	10	20		Argila Marrom Muito Rija	
11.00	11.00	24	32	45	77		Cascalho	

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático aos 1.8 m de profundidade.*

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 02		
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		Classificação
1.00	1.45	4	5	5	10		Argila Marrom Rija	
2.00	2.45	5	6	6	12		Argila Marrom Rija	
3.00	3.45	8	10	12	22		Argila Marrom Muito Rija	
4.00	4.45	10	11	13	24		Argila Marrom Muito Rija	
5.00	5.45	13	14	15	29		Argila Marrom Muito Rija	
6.00	6.45	11	13	14	27		Argila Marrom Muito Rija	
7.00	7.45	10	14	16	30		Argila Marrom Muito Rija	
8.00	8.45	10	11	12	23		Argila Marrom Muito Rija	
9.00	9.45	8	9	10	19		Argila Marrom Muito Rija	
10.00	10.45	10	11	12	23		Argila Marrom Muito Rija	
11.00	11.45	10	11	13	24		Argila Marrom Muito Rija	
11.45	11.50	20	28	45	73	Cascalho		

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático aos 2 m de profundidade.*

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 03		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	4	5	6	11		Argila Marrom Rija	
2.00	2.45	5	6	7	13		Argila Marrom Rija	
3.00	3.45	6	7	8	15		Argila Marrom Rija	
4.00	4.45	10	12	15	27		Argila Marrom Muito Rija	
5.00	5.45	11	13	17	30		Argila Marrom Muito Rija	
6.00	6.45	12	14	16	30		Argila Marrom Muito Rija	
7.00	7.45	13	15	17	32		Argila Vermelha Dura	
8.00	8.45	15	18	21	39		Argila Vermelha Dura	
9.00	9.45	11	12	13	25		Argila Marrom Muito Rija	
10.00	10.45	12	13	15	28		Argila Marrom Muito Rija	
11.00	11.30	23	31	45	76		Cascalho	

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático aos 1.5 m de profundidade.*

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes			ANÁLISE DO FURO 04		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	9	10	11	21		Argila marrom muito rija
2.00	2.45	10	12	12	24		Argila marrom muito rija
3.00	3.45	13	14	14	28		Argila marrom muito rija
4.00	4.45	14	15	15	30		Argila marrom muito rija
5.00	5.45	17	18	19	37		Argila marrom dura
6.00	6.45	10	12	15	27		Argila Marrom Muito Rija
7.00	7.45	12	13	16	29		Argila Marrom Muito Rija
8.00	8.45	13	14	18	32		Argila marrom dura
9.00	9.45	14	17	23	40		Argila marrom dura
10.00	10.40	24	34	45	79		Cascalho

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático aos 1.5 m de profundidade.*

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 05		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	18	20	25	45		Argila vermelha dura	
2.00	2.45	21	28	38	66		Argila vermelha dura	
3.00	3.45	19	20	23	43		Argila marrom dura	
4.00	4.45	19	23	25	48		Argila marrom dura	
5.00	5.45	18	24	26	50		Argila marrom dura	
6.00	6.45	16	18	20	38		Argila marrom dura	
7.00	7.45	18	22	26	48		Argila marrom dura	
8.00	8.45	20	22	30	52		Argila marrom dura	
9.00	9.45	20	22	31	53		Argila marrom dura	
9.45	9.50	23	36	45	81		Cascalho	

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático não encontrado.*

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 06		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
2.00	2.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
3.00	3.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
4.00	4.30	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
<i>Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão. Nível freático aos 2 m de profundidade.</i>								

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 07		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
2.00	2.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
3.00	3.30	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
<i>Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão. Nível freático aos 2.5 m de profundidade.</i>								

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 08		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
2.00	2.30	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
<i>Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão. Nível freático não encontrado.</i>								

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 09		Classificação
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes		
1.00	1.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
2.00	2.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
3.00	3.45	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
3.45	3.50	0	0	0	0		Perfuração c/cavadeira	
<i>Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão. Nível freático aos 2.5 m de profundidade.</i>								

Sondagem de Reconhecimento de Solo

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 10	
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes	Classificação
1.00	1.45	0	0	0	0		
2.00	2.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
3.00	3.40	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático aos 6.5 m de profundidade.*

Profundidade		Golpes				ANÁLISE DO FURO 11	
De	Até	n/15	n/15	n/15	n/30	Gráfico Demonstrativo de Golpes	Classificação
1.00	1.45	0	0	0	0		
2.00	2.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
3.00	3.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
4.00	4.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
5.00	5.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
6.00	6.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
7.00	7.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
8.00	8.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
9.00	9.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
10.00	10.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
11.00	11.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
12.00	12.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
13.00	13.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
14.00	14.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
15.00	15.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
16.00	16.45	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	
16.45	16.50	0	0	0	0	Perfuração c/cavadeira	

*Alteração impenetrável ao amostrador padrão. A coluna refere-se aos últimos 30cm do amostrador padrão.
Nível freático não encontrado.*

ANEXO B - CROQUI DE LOCAÇÃO DOS FUROS

