

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

Jorge Henrique Scharf Dircksen

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA LOCALIZADA NO MORRO DO IRIRIÚ, EM
JOINVILLE, POR MEIO DE SOLO GRAMPEADO COM FACEAMENTO COM
TELAS METÁLICAS DE ALTA RESISTÊNCIA**

Joinville

2016

Jorge Henrique Scharf Dircksen

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA LOCALIZADA NO MORRO DO IRIRIÚ, EM
JOINVILLE, POR MEIO DE SOLO GRAMPEADO COM FACEAMENTO COM
TELAS METÁLICAS DE ALTA RESISTÊNCIA**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Programa de Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia de Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2016

Jorge Henrique Scharf Dircksen

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA LOCALIZADA NO MORRO DO IRIRIÚ, EM
JOINVILLE, POR MEIO DE SOLO GRAMPEADO COM FACEAMENTO COM
TELAS METÁLICAS DE ALTA RESISTÊNCIA**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia de Infraestrutura e aprovado em sua forma final pelo programa de Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville, 13 de Junho de 2016.

Prof.^a MSc. Valéria Bennack

Coordenadora do curso de Engenharia de Infraestrutura

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Dr.^a Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Yader Alfonso Guerrero Pérez

Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Bruno Denardin da Rosa

FGS Geotecnia

AGRADECIMENTOS

Dedica-se esta seção para a realização de agradecimentos a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, estando dentre eles:

Meus pais, José e Giovânia, sem os quais jamais estaria concretizando este feito, pois sempre se mostraram dispostos a me ajudar em todas as situações, bem como por terem me fornecido carinho, educação e incentivo na realização deste sonho.

Meu irmão, José, o qual sempre foi um grande amigo e teve papel primordial em minha formação no que diz respeito a mostrar a importância dos estudos.

Professor Marcelo Heidemann, por sempre se apresentar disponível e atencioso no esclarecimento de dúvidas, assim como mostrar o adequado direcionamento a ser seguido na obra, realização de contatos para execução de ensaios e outras etapas cruciais para a conclusão desta monografia.

Professora Carolina Brandão, por sempre se mostrar disposta a auxiliar na realização de levantamentos topográficos.

Agradece-se também o restante da equipe que constitui a Universidade Federal de Santa Catarina, uma vez que a mesma esteve presente durante todos esses anos necessários para conclusão do curso de Engenharia de Infraestrutura.

Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, o qual executou excepcionalmente os ensaios de cisalhamento direto para determinação de parâmetros geotécnicos do solo encontrado na encosta em estudo.

Equipe da empresa de sondagens e engenharia geotécnica Terraforte, disponibilizando-se a executar sondagens a percussão no terreno do Morro do Iririú.

Engenheiro da FGS Geotecnia, Bruno Denardin da Rosa, o qual realizou esclarecimentos de dúvidas referentes ao método de solo grampeado.

Não menos importante, a todos meus amigos um grande obrigado por me acompanharem durante todo o período universitário, uma vez vocês que foram responsáveis pela maioria dos bons momentos que guardarei em minha memória.

RESUMO

A ocorrência de instabilidades de encostas representa no mundo, especialmente nos países em desenvolvimento, uma das mais importantes causas de mortes e danos econômicos quando comparados a outros desastres naturais. Nesse sentido, este trabalho apresenta o dimensionamento de uma solução de contenção por meio de solo grampeado com faceamento com telas metálicas de alta resistência para uma encosta instável situada no Morro do Iriú, em Joinville. Para desenvolvimento do projeto executou-se inicialmente uma campanha de investigação geotécnica, que consistiu na realização de ensaios SPT e ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas coletadas na face da encosta. Adicionalmente realizou-se o levantamento topográfico da encosta, aqui representada por meio de três seções transversais. Para concepção do projeto executou-se um conjunto de 27 análises de estabilidade, que visaram garantir a segurança da encosta frente à rupturas profundas e subsuperficiais. Estas análises basearam-se no modelo de Bishop simplificado, fazendo-se a inclusão de grampos na encosta. As análises de estabilidade objetivaram a verificação da variação do fator de segurança da encosta em relação a variação dos parâmetros inerentes ao projeto de solo grampeado, tais como o diâmetro, o ângulo de instalação, o comprimento e o espaçamento entre grampos. Ao fim das análises julgou-se como solução mais adequada o uso de grampos com 28 mm de diâmetro, com predominância de reforços com comprimentos iguais a 9 m, ângulo de instalação dentro da encosta igual a 30°, espaçados horizontalmente em 1,8 m e entre grampos da mesma linha na vertical em 3,6 m. Os demais resultados dentre as 27 análises mostraram que soluções com reforços menores do que o do projeto selecionado demandavam uma maior densidade de grampos para serem instalados na encosta, ao passo que soluções com grampos mais compridos demandavam menor quantidade de materiais para serem adquiridos, porém com maiores possibilidades de ocorrência de imprevistos na execução. De modo a complementar o dimensionamento estrutural fez-se a verificação de adequabilidade do faceamento com telas metálicas de alta resistência para evitar a ocorrência de rupturas rasas.

Palavras-chave: Instabilidade de encostas. Solo grampeado. Dimensionamento. Morro do Iriú.

ABSTRACT

The occurrence of slope instabilities represents in the world, especially in developing countries, as one of the major causes of deaths and economical damages when compared to other natural disasters. In this sense, this work presents the design of a retaining structure by means of soil nailing with a facing made of high-tensile steel wire mesh for an unstable slope located at Iririú's Hill, in Joinville. For the development of the project it was initially carried out a geotechnical investigation, which consisted in the execution of SPT tests and direct shear tests in undisturbed samples collected in the face of the slope. Additionally it was carried out a topographic survey in the slope, here represented by means of three transversal sections. For the conception of the project it was carried out a set of 27 stability analyses aiming to ensure the safety of the slope against deep and subsuperficial ruptures. These analyses were based on Bishop's simplified model considering the inclusion of nails in the slope. The stability analyses aimed the verification of the variation of the safety factor of the slope in relation to the variation of parameters inherent to the soil nailing project, such as the diameter, the angle of installation, the length and the spacing between nails. At the end of the analyses it was judged as the most suitable solution the use of nails with a diameter of 28 mm with predominance of reinforcements with lengths equal to 9 m, angle of installation inside of the slope equal to 30° , horizontally spaced in 1,8 m and between nails of the same vertical line in 3,6 m. The remaining results among the 27 analyses showed that solutions with shorter reinforcements than the ones used for the selected project would demand a higher density of nails to be placed in the slope, whereas solutions with longer nails would demand a lower quantity of materials to be acquired, but with higher chances of occurrence of unexpected problems in the execution. As a way to complement the structural design it was performed the verification of the suitability of the facing with high-tensile steel wire mesh to avoid the occurrence of shallow ruptures.

Keywords: Slope instability. Soil nailing. Design. Iririú's Hill.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Movimento de massa do tipo queda	25
Figura 2 - Movimento de massa do tipo tombamento	25
Figura 3 - Escorregamento rotacional	27
Figura 4 - Escorregamento translacional de massa	27
Figura 5 - Movimento de massa do tipo espalhamento	28
Figura 6 - Movimento de massa do tipo escoamento	29
Figura 7 - Descontinuidades em maciços rochosos	31
Figura 8 - Efeitos de vegetação presente em uma encosta	32
Figura 9 - Movimentos de massa no Morro do Baú em Ilhota (Santa Catarina)	34
Figura 10 - Método de estabilização por solo grampeado para distintos fins	35
Figura 11 - Ruptura do reforço causado por força axial aplicada pelo solo através de atrito ao longo da barra superior a capacidade de resistência a tração da haste metálica	37
Figura 12 - Ruptura durante a fase de escavação devido a ultrapassagem da altura crítica de escavação	38
Figura 13 - (a) Ruptura pela obtenção de fator de segurança não satisfatório e baixa capacidade de suporte do solo de fundação; (b) Escorregamento da base do muro de contenção; (c) Ruptura mista (escorregamento ao longo da superfície de ruptura e comprimento de reforços metálicos inadequados)	40
Figura 14 - Esquema de equipamento utilizado nos ensaios de arrancamento	41
Figura 15 - Correlacionamento obtido por Ortigão e Palmeira	43
Figura 16 - Fator de carga λ_1 em função da tensão normal nos grampos para solo residual jovem de gnaiss	46
Figura 17 - Fator de carga λ_1 em função da tensão normal nos grampos para a associação de solos residual jovem e maduro de gnaiss	46
Figura 18 - Variação do coeficiente de interface (α') em função da tensão normal aplicada no grampo para solo residual maduro de gnaiss (solo 1) e jovem (solo 2)	47
Figura 19 - Corpo suscetível à movimentação de massa com superfície de ruptura assumida como circular neste caso	48
Figura 20 - Forças envolvidas em uma fatia com nível d'água existente	49

Figura 21 - Forças envolvidas em uma fatia com nível d'água existente e presença de grampo	52
Figura 22 - Representação dos níveis de escavação, bem como etapas posteriores a escavação	54
Figura 23 – Equipamento mecanizado para abertura de orifício para inserção de grampos	55
Figura 24 - Cabeça das barras com dobras em "L" ou parafusadas	56
Figura 25 - Centralizadores, tubos e válvulas de injeção	57
Figura 26 - Comparações de faces rígidas em contenções de solo grampeado.....	58
Figura 27 - Cobertura de superfície utilizando telas metálicas	59
Figura 28 - Exemplo de dreno profundo (DHP)	60
Figura 29 - Drenagem de paramento utilizando sistema com drenos lineares contínuos (a) e barbacã (b), respectivamente	60
Figura 30 - Modo de distribuição de tensões nos métodos de estabilização usando solo grampeado (a) e cortina atirantada (b)	62
Figura 31 - Deformação estrutural para o método da terra armada (a) e solo grampeado (b).....	63
Figura 32 - Custo relativo para a execução de cortina atirantada e solo grampeado	64
Figura 33 - Preparo para instalação, assim como configuração geométrica das telas de alta resistência	67
Figura 34 - Elementos conectores usados para ligação das malhas	68
Figura 35 - Instalação de placa de ancoragem sobre a face da encosta e peça em detalhe, respectivamente	68
Figura 36 - Uso de geomantas para prevenção de efeitos erosivos causados pela água e auxílio para crescimento vegetativo	69
Figura 37 - Contenção com solo grampeado e faceamento em concreto projetado apresentando 90° de inclinação	71
Figura 38 - Talude em acesso a condomínio Vila Amalfi em São Paulo	72
Figura 39 - Instabilidade superficial paralela a superfície da encosta	73
Figura 40 - Instabilidades locais entre grampos	73
Figura 41 - Forças atuantes sobre o corpo de solo em análise.....	74
Figura 42 - Padrão das linhas de grampos na encosta	79
Figura 43 - Seção transversal do cone truncado de pressão	80
Figura 44 - Seção transversal do corpo considerado para as análises	80

Figura 45- Corpo e esforços envolvidos no mecanismo de falha A.....	81
Figura 46 - Corpos e esforços envolvidos no mecanismo de falha B.....	83
Figura 47 - Obra de estabilização por solo grampeado e cobertura com telas metálicas e vegetação em Paulo Lopes.....	87
Figura 48 - Detalhe das telas metálicas no emboque norte do Morro Agudo, em Paulo Lopes	87
Figura 49 - Projeto executado para estabilização de talude com inclinação próxima a 90°.....	88
Figura 50 - Encosta de alta inclinação localizada próxima a construções residenciais	89
Figura 51 - Acúmulo de material terroso ao longo da encosta exposto aproximadamente por sombreamento amarelo e existência de vegetação pendida no topo	90
Figura 52 - Visão panorâmica da encosta localizada no bairro Iririú.....	90
Figura 53 - Avanço dos bairros nos entornos do Morro do Iririú.....	91
Figura 54 - Mapa de susceptibilidade de ocorrência de movimentos de massa	92
Figura 55 - Formações geológicas encontradas no entorno da encosta estudada ...	94
Figura 56 - Lineamentos estruturais expostos e concentrados na metade esquerda da imagem (locais de maiores altitudes), bem como área do morro do Iririú evidenciada na metade direita da figura.....	95
Figura 57 - Mapa pedológico de Joinville	96
Figura 58 - (1) Entalhamento do bloco com escavações nas faces laterais; (2) Preparação de amostras de solo menores para envio para o laboratório de geotecnia da UFRGS; (3) Amostra pronta; (4) Acondicionamento de amostras envolvidas por plástico PVC em caixas rígidas totalmente preenchidas com plástico bolha e espuma	98
Figura 59 – Amostra de solo moldada em anel no laboratório da UFRGS para realização de ensaio de cisalhamento direto	99
Figura 60 - Tensão cisalhante x Deformação horizontal.....	99
Figura 61 - Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal.....	100
Figura 62 - Envoltória de ruptura	100
Figura 63 – Presença de rocha fragmentada na sondagem SP-01 na profundidade de 2,45 metros	101

Figura 64 - Localização dos perfis determinados e indicação de pontos cardeais para referenciação.....	103
Figura 65 - Perfil 1 levantado em encosta do Morro do Iririú.....	103
Figura 66 - Perfil 2 levantado em encosta do Morro do Iririú.....	104
Figura 67 - Perfil 3 levantado em encosta do Morro do Iririú.....	104
Figura 68 – Superfície de ruptura crítica e demais calculadas para o perfil 1	106
Figura 69 – Tipos de solos encontrados no perfil 2.....	107
Figura 70 – Superfície de ruptura crítica e demais calculadas para o perfil 2	107
Figura 71 – Superfície de ruptura crítica e demais calculadas para o Perfil 3.....	108
Figura 72 – Fator de segurança obtido para projeto escolhido	117
Figura 73 - Exemplo da interface apresentada pelo programa RUVOLUM.....	119
Figura 74 – Configuração final da encosta no trecho norte onde está localizado o Perfil 2	122
Figura 75 – Superfícies de ruptura críticas para perfil 2.....	123
Figura 76 – Diferentes fases de injeção de calda de cimento	126
Figura 77 – Plantação de mudas de vetiver em linha.....	128
Figura 78 – Espaçamentos entre linhas de vetiver.....	129
Figura 79 – Esquema de cordas de contorno e aplicação no campo.....	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características dos grampos metálicos	111
Tabela 2 – Propriedades dos grampos	113
Tabela 3 – Especificações de projeto para solo grampeado	115
Tabela 4 – Projeto escolhido para estabilização de encosta do Morro do Iririú	116
Tabela 5 – Parâmetros obtidos no dimensionamento dos grampos.....	121
Tabela 6 - Relacionamento da inclinação da encosta com as distâncias entre níveis de gramíneas.....	129
Tabela 7 - Resumo dos materiais e serviços utilizados para a estabilização de encosta.....	131

LISTA DE SÍMBOLOS

q_s : Resistência ao arrancamento na interface solo-grampo;

F_{arr} : Força necessária para efetuar a movimentação de cisalhamento entre solo e grampo;

D : Diâmetro do grampo;

L_{anc} : Comprimento injetado ou ancorado do grampo dentro do maciço para ensaios de arrancamento;

N : Número de golpes do equipamento SPT;

τ : Resistência ao cisalhamento;

λ_1 : Fator de carga;

σ_n : Tensão normal aplicada ao grampo;

c'_a : Adesão na interface solo-grampo;

δ' : Ângulo de atrito na interface solo-grampo;

α' : Coeficiente de interface;

c' : Coesão do solo;

ϕ' : Ângulo de atrito do solo;

G_n : Peso envolvido na fatia n ;

N_k, T_k : Forças normal e tangencial que atuam na base da fatia n ;

P_n, P_{n+1} : Forças normais que agem nos lados da fatia n ;

T_n, T_{n+1} : Forças cisalhantes que agem nos lados da fatia n ;

ΔL_n : Comprimento da base da fatia n ;

h_n : Altura média do nível d'água (NA) na fatia n ;

b_n : Largura da fatia n ;

ρ_n : Inclinação na base da fatia n ;

FS : Fator de segurança;

ϕ'_n : Ângulo de atrito efetivo da fatia n ;

c'_n : Coesão efetiva da fatia n ;

u_n : Poro-pressão desenvolvida na fatia n ;

$m_{\alpha(n)}$: Fator calculado por $m_{\alpha(n)} = \cos \rho_n + \frac{\tan \phi'_n \cdot \sin \rho_n}{FS}$;

Ψ : Ângulo em que o grampo é instalado na encosta em relação ao plano horizontal;

ϕ'_{dn} : Ângulo de atrito efetivo de projeto da fatia n em análise;

c'_{dn} : Coesão efetiva de projeto da fatia n em análise;

G_{dn} : Peso de projeto da fatia n em análise;

T_g : Força de tração desenvolvida pela inserção de grampos no maciço;

S : Força de cisalhamento a ser absorvida pelo grampo;

V : Força de pré-tensão;

$c.A$: força de coesão proporcionada na base do corpo em análise, sendo dada pela multiplicação da coesão do solo pela área de contato;

T, N : Forças de reação na base do corpo de peso G ;

α : Inclinação da encosta em relação ao eixo horizontal;

S_d : Força cisalhante de dimensionamento a ser absorvida pelo grampo;

ϕ_d : Ângulo de atrito de projeto do corpo em análise;

γ_ϕ : Fator de segurança parcial utilizado para encontrar ϕ_d e ϕ'_{dn} ;

c_d : Coesão de projeto do corpo em análise;

γ_c : Fator de segurança parcial utilizado para encontrar c_d e c'_{dn} ;

G_d : Peso de projeto do corpo em análise;

γ_y : Fator de segurança parcial utilizado para encontrar G_d e G_{dn} ;

V_{dl} : Carga de dimensionamento da força de pré-tensão;

γ_{dl} : Fator minorador de cargas, possuindo valor igual a 0,80 (CEN, 2004);

γ_{mod} : Valor de correção por incertezas do modelo de dimensionamento com telas metálicas de alta resistência;

S_R : Capacidade de resistência ao cisalhamento do grampo;

τ_y : Carga de escoamento dos grampos quando submetidos a cargas cisalhantes;

$A_{g,ef}$: Área efetiva da seção transversal dos grampos;

γ_{SR} : Valor de correção da resistência ao cisalhamento do grampo, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004);

V_{dl} : Carga de dimensionamento da força de pré-tensão;

γ_{VII} : Fator majorador de cargas, possuindo valor igual a 1,50 (CEN, 2004);

D_R : Capacidade de resistência da tela metálica a pressão quando aplicado esforço na mesma direção dos grampos;

γ_{DR} : Valor de correção para a resistência da tela metálica, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004);

T_R : Capacidade de resistência dos grampos quando submetido à condição de tração pura;

f_y : Carga de escoamento do grampo quando submetido puramente à tração;

γ_{VR} : Valor de correção para a resistência à tração dos grampos, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004);

$A_{g,ef}^D$: Área efetiva da seção transversal de grampo que possui diâmetro D ;

a : Distância horizontal entre grampos da mesma linha;

$2b$: Distância vertical entre grampos da mesma linha;

ζ : Metade do comprimento do topo do cone truncado de pressão gerado pela carga de pré-tensão V ;

ξ : Metade do comprimento da base do cone truncado de pressão gerado pela carga de pré-tensão V ;

δ : Ângulo de inclinação do cone truncado gerado pela carga de pré-tensão em relação ao plano horizontal;

L : Comprimento da base do corpo suscetível ao movimento no mecanismo de falha A;

Z : Força externa de estabilização causada por fricção da tela metálica pressionada contra o solo ao longo da área $2b.a_{red}$;

a_{red} : Distância horizontal efetiva entre grampos da mesma linha;

P : Força externa de estabilização causada pela ação da tela metálica;

X : Força de contato existente entre os corpos I e II;

G_{Id} : Peso de projeto do corpo I em análise;

$G_{II d}$: Peso de projeto do corpo II em análise;

A_I : Área de contato do corpo I com o subsolo;

L_I : Comprimento de contato da base do corpo I com o subsolo;

A_{II} : Área de contato do corpo II com o subsolo;

L_{II} : Comprimento de contato da base do corpo II com o subsolo;

P_d : Valor máximo de dimensionamento do esforço cisalhante a ser retido pela malha metálica na porção do grampo inferior envolvido no movimento de massa local;

P_R : Capacidade de resistência da tela metálica contra esforços cisalhantes aplicados na direção dos grampos;

γ_{PR} : Valor de correção da resistência da tela metálica para o esforço solicitado, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004);

Z_R : Capacidade de suporte da tela metálica a tensões aplicadas ao longo de seu eixo longitudinal;

γ_{ZR} : Valor de correção da resistência da tela metálica para tensões aplicadas ao longo do eixo longitudinal, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004).

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	OBJETIVO GERAL	22
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	22
2	REVISÃO BILIOGRÁFICA	24
2.1	DEFINIÇÃO DE ENCOSTAS E TALUDES	24
2.2	INSTABILIDADE DE ENCOSTAS	24
2.2.1	Quedas (<i>fall</i>)	24
2.2.2	Tombamentos (<i>topple</i>)	25
2.2.3	Escorregamentos ou deslizamentos (<i>slides</i>)	26
2.2.3.1	<i>Escorregamentos rotacionais</i>	26
2.2.3.2	<i>Escorregamentos translacionais</i>	27
2.2.4	Espalhamentos (<i>spread</i>)	28
2.2.5	Escoamentos (<i>flow</i>)	28
2.3	CONDICIONANTES PARA INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS	29
2.3.1	Condicionantes geológicos	30
2.3.2	Condicionantes antrópicos	31
2.3.3	Condicionantes ligados à vegetação	32
2.3.4	Condicionantes geomorfológicos	33
2.3.5	Condicionantes hidrológicos	34
2.4	ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS COM O USO DE GRAMPOS (<i>SOIL NAILING</i>)	35
2.4.1	Definição	35
2.4.2	Mecanismos de ruptura	36
2.4.2.1	<i>Ruptura interna</i>	37
2.4.2.2	<i>Ruptura externa e mista</i>	39
2.4.3	Resistência ao arrancamento na interface solo-grampo (<i>qs</i>)	40
2.4.4	Estabilidade de encostas e método de dimensionamento	47
2.4.5	Técnica de execução	53
2.4.5.1	<i>Escavação ou regularização da superfície</i>	53
2.4.5.2	<i>Perfuração para posicionamento dos chumbadores ou cravação dos grampos</i>	54
2.4.5.3	<i>Fixação e montagem dos grampos</i>	55

2.4.5.4	<i>Armação e concreto projetado ou telas metálicas.....</i>	57
2.4.5.5	<i>Drenagem.....</i>	59
2.4.6	Comparações perante outras técnicas de estabilização.....	61
2.4.6.1	<i>Solo grampeado e cortina atirantada.....</i>	61
2.4.6.2	<i>Solo grampeado e terra armada.....</i>	62
2.4.6.3	<i>Conclusão sobre vantagens e desvantagens do uso do solo grampeado.....</i>	63
2.5	FACE DE REVESTIMENTO DA ENCOSTA: CONCRETO PROJETADO X TELAS METÁLICAS COM COBERTURA VEGETAL	65
2.5.1	Constituintes e função	66
2.5.2	Análise das opções de revestimento rígido e flexível e escolha para futuro projeto.....	69
2.5.3	Método de dimensionamento da face de revestimento	72
2.5.3.1	<i>Investigação de instabilidades superficiais paralelas à encosta.....</i>	74
2.5.3.2	<i>Investigação de instabilidades locais entre grampos.....</i>	78
2.5.4	Exemplos de aplicação de solo grampeado no Brasil	86
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	89
3.1	LOCALIZAÇÃO DO TERRENO	89
3.2	CONTEXTUALIZAÇÃO DA ÁREA DA ENCOSTA.....	91
3.3	GEOLOGIA LOCAL.....	93
3.4	PEDOLOGIA LOCAL	95
3.5	DADOS GEOTÉCNICOS	97
3.6	SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)	101
3.7	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DO TERRENO.....	102
4	DIMENSIONAMENTO E RESULTADOS	105
4.1	AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ENCOSTA PARA CONDIÇÕES ATUAIS	105
4.1.1	Resultados do perfil 1	105
4.1.2	Resultados do perfil 2	106
4.1.3	Resultados do perfil 3	108
4.2	ESPECIFICAÇÕES INICIAIS PARA DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS	108
4.2.1	Dimensionamento dos grampos	115
4.2.2	Verificação da adequabilidade do faceamento com telas metálicas de alta resistência.....	118
4.2.3	Avaliação do projeto desenvolvido aplicado para o Perfil 2.....	122

4.3	COMPLEMENTOS DO PROJETO DE SOLO GRAMPEADO PARA MELHORIA DE DESEMPENHO DA ESTRUTURA	124
4.3.1	Calda de cimento para preenchimento das perfurações destinadas a inclusão dos grampos	125
4.3.2	Drenagem	126
4.3.3	Aplicação de cobertura vegetal.....	127
4.3.4	Aplicação de manta de controle de erosão.....	129
4.3.5	Ancoragem e fixação dos bordos das telas metálicas de alta resistência 130	
4.4	QUANTIFICAÇÃO DOS ITENS UTILIZADOS	131
4.5	ESQUEMAS ILUSTRATIVOS DO PROJETO DESENVOLVIDO.....	132
5	CONCLUSÃO.....	133
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	136
	ANEXOS.....	143
	APÊNDICES.....	148

1 INTRODUÇÃO

A dinâmica do relevo, bem como a vasta variedade de formações de solos e rochas, estão relacionados a fatores endógenos e exógenos, no qual o primeiro termo se relaciona a processos naturais que alteram a forma do relevo a partir do seu interior, como o tectonismo, ao passo que os processos exógenos levam em conta os processos interativos externos que alteram as formas superficiais, como, por exemplo, o intemperismo e a erosão condicionados aos climas regionais, fatores antrópicos, entre outros (RIBEIRO, 2011; PENA, 2016). Como resultado de variados tipos de ações é natural a formação de relevos potencialmente instáveis, como encostas.

A porção leste do estado de Santa Catarina apresenta relevo tipicamente acidentado, resultado dos processos tectônicos e metamórficos, que deram origem ao arcabouço geológico do sul do Brasil, mais especificamente o Complexo Granulítico Santa Catarina e Cinturão Dom Feliciano. Este relevo tem condicionado a ocorrência de diversos eventos de instabilidade de encostas que acabam por afetar populações e infraestrutura. Estes eventos acabaram em alguns casos, como em 2008 e 2011, constituindo-se verdadeiros desastres naturais.

A ocupação de encostas, sobretudo em áreas com histórico de eventos de instabilidade requer, portanto, cuidadosa análise dos níveis de segurança em que regularmente se encontram os terrenos frente ao risco de movimentação de massa. Quando as encostas se encontram em condições inadequadas de segurança frente à movimentos de massa, julgamento feito com base nos critérios estabelecidos na norma técnica ABNT NBR 11682/2009, é necessária a adoção de medidas de estabilização.

Estas medidas, de forma geral, consistem na redução dos esforços instabilizantes que atuam na encosta e/ou aumento da resistência do maciço. Nesse sentido cabe destacar a técnica de solo grampeado com faceamento com telas metálicas de alta resistência.

O método de estabilização por solo grampeado consiste em uma técnica

executada *in situ* que realiza a inclusão de grampos em um maciço considerado, sendo os reforços proximamente espaçados uns dos outros de modo a criar uma seção estável apta a reter o material susceptível a movimentação (SILVA, 2009). O processo de funcionamento do sistema de contenção ocorre com o desenvolvimento de esforços resistentes gerados pelas interações do contato solo-grampo (atrito) quando a estrutura e maciço se deformam, no qual a determinação deste parâmetro é primordial para o desenvolvimento do projeto (SPRINGER, 2006).

O interesse em se usar solo grampeado como método de estabilização é dado especialmente pelas vantagens que esta técnica apresenta perante outras, como economia, velocidade na execução dos reforços e do faceamento da encosta e comportamento da obra quando pronta (ORTIGÃO et al, 1993). Outros aspectos que serão apresentados no decorrer do trabalho repercutem também no interesse de se estudar este assunto, tal como o dimensionamento de um faceamento com telas de alta resistência (revestimento flexível), dada a escassez de pesquisas sobre o assunto no Brasil, tornando-se a análise oportuna.

Justifica-se a realização deste trabalho, também, pelo histórico de instabilidades no entorno do morro do Iririú, fato reforçado por relatórios executados pela Prefeitura Municipal de Joinville (PMJ, 2011). Estas instabilidades são condicionadas especialmente pela formação pedológica do local, constituída principalmente por neossolo litólico em zonas íngremes susceptíveis a erosão hídrica intensa (FUNDEMA, [2011?]; UBERTI, 2011), histórico de chuvas acentuadas na cidade (SILVEIRA et al., 2009), ocupação irregular do território e indícios de instabilidades passadas dada a presença de solo inconsolidado em certos pontos da encosta, assim como será visto em maiores detalhes no capítulo 3. Segundo Tonus (2009), juntamente com a predisposição local à deflagração de movimentos de massa, levam-se em conta os impactos que um possível evento dessa natureza poderia causar, como a ocorrência de vítimas fatais e danos financeiros para tarefas de resgate a sobreviventes soterrados, investimentos em obras emergenciais para conter novos escorregamentos e posterior recuperação e estabilização local.

1.1 OBJETIVO GERAL

Realizar projeto de estrutura de contenção por solo grampeado com faceamento com telas metálicas de alta resistência para encosta localizada no morro do Iririú, uma vez que a localidade possui moradias instaladas nas proximidades e apresenta histórico de movimentos de massa.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

De modo a alcançar o objetivo geral do trabalho, os seguintes objetivos específicos foram traçados:

- a) Revisão dos modelos de dimensionamento de estruturas de contenção por meio de solo grampeado e faceamento com telas metálicas de alta resistência;
- b) Caracterização da área de estudo no que diz respeito à obtenção parâmetros geotécnicos de resistência através da obtenção de amostras de solo e execução de ensaios laboratoriais, assim como realização de levantamento topográfico local e sondagem à percussão SPT;
- c) Avaliação da estabilidade global da encosta para as condições atuais em campo;
- d) Realização do dimensionamento dos reforços de modo a atingir o fator de segurança mínimo estipulado pela NBR 11682/2009 na encosta estudada, bem como efetuar a quantificação dos materiais e serviços necessários à execução do projeto.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Capítulo 1 – Apresenta-se na introdução a problemática das instabilidades de encostas com relação à sua formação, assim como descrição básica do método de estabilização a ser utilizado em encosta localizada no morro do Iririú, os assuntos

pautados ao longo deste trabalho, visando assim deixar os leitores a par das informações que estão por vir, bem como a justificativa para a execução deste estudo e objetivos almejados.

Capítulo 2 – Dedicar-se na revisão bibliográfica realizar a apresentação dos principais tipos de instabilidades de encostas e os condicionantes que as levam à deflagração de movimentos de massa. Ademais, descreve-se ao longo deste capítulo informações pertinentes do método de estabilização por solo grampeado com faceamento com telas metálicas de alta resistência, tal como modos de ruptura, definição, métodos de dimensionamento e comparações com outros sistemas de contenção normalmente encontrados.

Capítulo 3 – Neste capítulo do trabalho são percorridas informações referentes a caracterização da área de estudo, englobando tópicos relacionados a localização do terreno e apresentação de figuras ilustrativas da situação atual do local, assim como dados referentes a sua formação geológica e pedológica. Traz-se também itens ligados a obtenção de informações relevantes à caracterização de parâmetros geotécnicos do terreno, sondagens à percussão SPT e levantamento topográfico da encosta analisada.

Capítulo 4 – São expostas inicialmente neste capítulo as avaliações da estabilidade global da encosta para as condições atuais, visando deste modo estimar a região mais propensa à instabilização e realizar o projeto em cima deste local. Dando continuidade ao restante desta seção, são apresentadas todas as informações relevantes à concepção do projeto desenvolvido, bem como as abordagens utilizadas e projetos complementares efetuados visando obter uma estrutura com funcionalidade adequada.

Capítulo 5 – Apresentam-se as principais conclusões obtidas através da realização desta obra, assim como proposições para trabalhos futuros a serem executados.

2 REVISÃO BILIOGRÁFICA

2.1 DEFINIÇÃO DE ENCOSTAS E TALUDES

Entende-se por taludes e encostas estruturas de solos ou rochas que apresentam sua superfície com alguma inclinação em relação ao plano horizontal. A classificação destas superfícies inclinadas é dividida em naturais e artificiais, o que permite relacionar o termo encosta a primeira classificação exposta e taludes como as superfícies de origem artificial (CAPUTO, 2013). A forma de ocorrência das encostas acontece, portanto, devido à distintas ações causadas por processos endógenos e exógenos, por exemplo, tectonismo e intemperismo (RIBEIRO, 2011; PENA, 2016), enquanto que os taludes têm sua formação devido à execução de diversos tipos de obras de engenharia, tais como cortes e aterros, visando adequar uma necessidade, como por exemplo, a passagem de uma rodovia (ABRAMSON et al., 2001).

2.2 INSTABILIDADE DE ENCOSTAS

A classificação proposta por Cruden e Varnes (1996), divide os tipos de movimentos de massa em quedas, tombamentos, escorregamentos, espalhamentos e escoamentos.

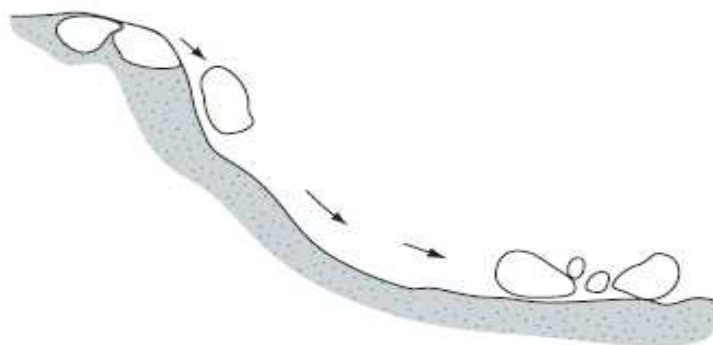
Neste contexto, a seguir será apresentada uma breve descrição sobre cada um dos tipos de movimentos de massa citados anteriormente.

2.2.1 Quedas (*fall*)

A definição dada pela ABNT NBR 11682 (2009) diz que as quedas correspondem ao desprendimento de fragmentos de qualquer tamanho, caindo de certa altura para zona inferior, seja por queda livre ou qualquer outra trajetória.

Os locais onde as quedas ocorrem são em planos com pouca ou nenhuma resistência ao cisalhamento, ou seja, principalmente em discontinuidades, que resultam no movimento descendente de material (CRUDEN e VARNES, 1996). O movimento de queda pode ser verificado na Figura 1.

Figura 1 - Movimento de massa do tipo queda

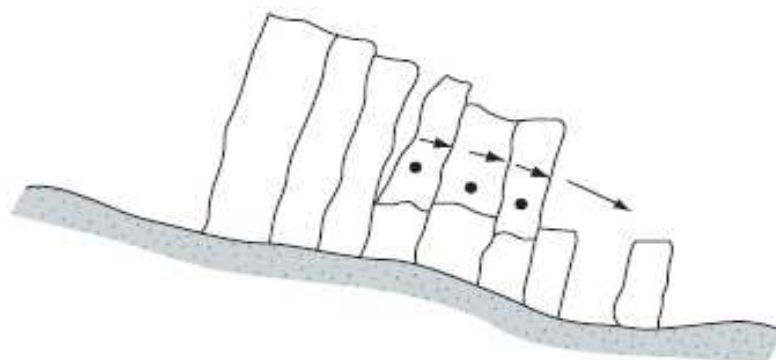


Fonte: Das, 2011

2.2.2 Tombamentos (*topple*)

Tombamentos consistem no movimento de rotação para frente, seja de solo e/ou rocha, no entorno de um eixo localizado abaixo do centro de massa que está sendo deslocado (DAS, 2011), conforme pode ser visto na Figura 2.

Figura 2 - Movimento de massa do tipo tombamento



Fonte: Das, 2011

2.2.3 Escorregamentos ou deslizamentos (*slides*)

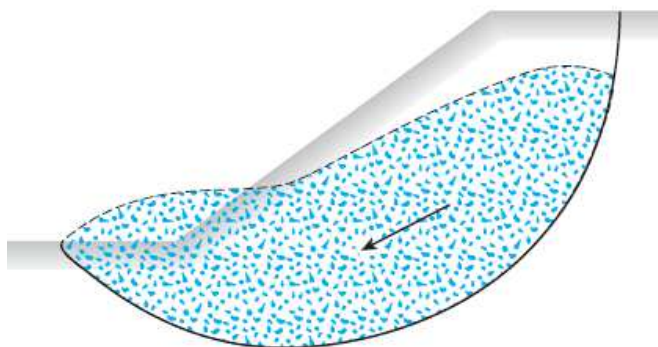
Deslizamentos são movimentos descendentes de solo por deslocamento sobre uma ou mais superfícies de ruptura (ABNT, 2009). Tais movimentos de massa são caracterizados por desenvolverem velocidades médias a altas e com planos de ruptura bem definidos, permitindo a clara distinção entre o material envolvido no deslizamento e aquele intacto no maciço (MOREIRA, 2008). Sua ocorrência é imposta quando a resistência ao cisalhamento promovida pelo solo se torna menor que os esforços atuantes (DAS, 2011). Vale ressaltar que nestes tipos de instabilidades distintos materiais podem ser abrangidos, sejam rochas ou solos (AHRENDT, 2005).

Esta classe de movimento é ainda dividida em outras duas subclasses principais, dentre elas estão os escorregamentos rotacionais e translacionais (CRUDEN e VARNES, 1996).

2.2.3.1 *Escorregamentos rotacionais*

Este tipo de instabilização do solo pode ser descrito como um movimento de rotação ao longo de uma superfície de ruptura côncava (CRUDEN e VARNES, 1996). Vale ressaltar que esse tipo de situação acontece preferencialmente em locais com solos homogêneos, bem como o processo pode ocorrer com o colapso de blocos separados, ou seja, há a ocorrência de um primeiro escorregamento, seguido de outro que ocorre ao longo de uma nova superfície de ruptura. (AHRENDT, 2005). Na Figura 3 se observa exemplo de escorregamento rotacional.

Figura 3 - Escorregamento rotacional

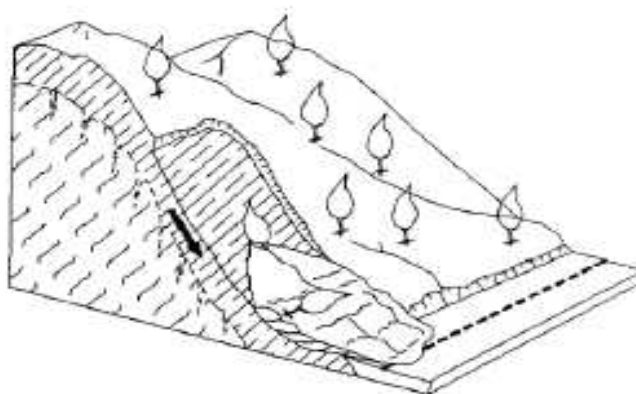


Fonte: Das, 2011

2.2.3.2 Escorregamentos translacionais

A principal diferença entre os escorregamentos rotacionais e translacionais está na superfície de ruptura, onde no primeiro caso ela se dá de forma curvilínea (côncava), enquanto que no segundo caso ocorre de forma planar ou com formato ondulado (CRUDEN e VARNES, 1996), como aparece na Figura 4.

Figura 4 - Escorregamento translacional de massa



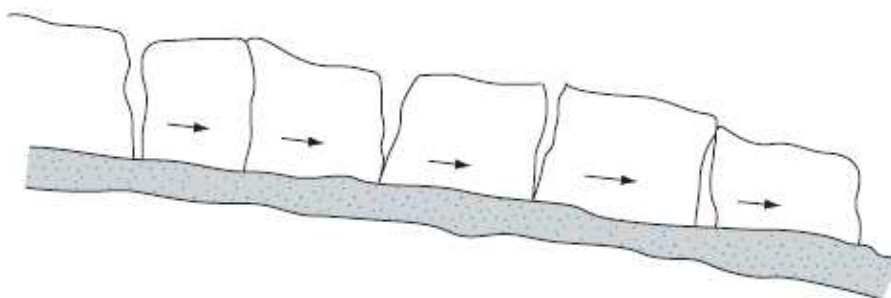
Fonte: Infanti Jr. e Fornasari Filho, 1998

Este tipo de falha é comumente encontrado em locais que possuam superfícies de fraqueza, tais como falhas, juntas, planos de acamamento ou contato entre substrato rochoso e camada superficial de solo (AHRENDT, 2005).

2.2.4 Espalhamentos (*spread*)

Espalhamentos são definidos como movimentos de massa que envolvem deslocamentos geralmente em taludes com pouca ou nenhuma inclinação e resultado da liquefação, processo este último no qual solos saturados, soltos ou sedimentos sem coesão passam a se comportar como líquido, tendo como principal razão movimentos no solo causados, por exemplo, por terremotos (GIRTY, 2009). Segundo mesmo autor, caso a ocorrência de liquefação se disponha em uma camada que seja coberta por um solo constituído de materiais mais coesos, fraturas e outros tipos de descontinuidades poderão ser visualizadas, bem como variados tipos de movimentos podem resultar nessa camada superior, como rotação e translação. Na Figura 5 pode ser observado movimento de massa do tipo espalhamento.

Figura 5 - Movimento de massa do tipo espalhamento

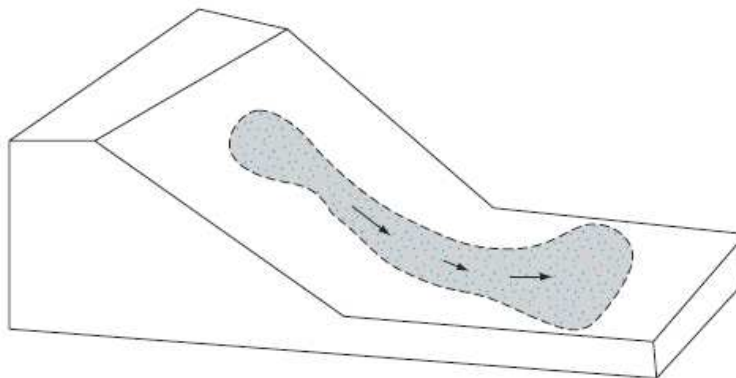


Fonte: Das, 2011

2.2.5 Escoamentos (*flow*)

Conforme apresentado pela ABNT (2009), escoamento corresponde ao movimento de massa com propriedades de fluido, podendo este ser lento ou rápido. De acordo com a velocidade de escoamento os movimentos podem ser classificados em rastejo (lento) e corridas (rápido). Na Figura 6 pode ser verificada a configuração geral deste tipo de movimento.

Figura 6 - Movimento de massa do tipo escoamento



Fonte: Das, 2011

No rastejo não existe um plano de movimentação bem definido, podendo envolver deslocamento de materiais como solos e rochas (MOREIRA, 2008). Ainda segundo Moreira (2008), o rastejo é explicado pelas variações volumétricas que ocorrem nos solos, como expansão e contração, causadas por gradientes de temperatura e umidade, sendo que na expansão existe uma tendência de elevação na direção perpendicular à superfície, ao passo que na contração a movimentação ocorre para baixo, no sentido vertical.

No mérito de análise das corridas de massa, o deslocamento experimentado pode envolver diversos tipos de materiais, tais como solos pouco coesos, rochas, matéria orgânica, ar e água, todos mobilizados como fluidos de alta viscosidade (VANACÔR, 2006). É observável que neste tipo de movimento de massa usualmente o solo ou as misturas de solo, rocha e outros materiais acabam a longas distâncias do ponto onde houve início dos deslocamentos, tendo como razão este tipo de falha o resultado de chuvas intensas e consequente aumento de poropressões a níveis elevados (HUNT, 1984).

2.3 CONDICIONANTES PARA INSTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS

De acordo com o que é apresentado por Abramsom et al. (2001), as falhas que ocorrem em encostas são causadas devido a processos que aumentam as tensões de cisalhamento atuantes e/ou reduzem a capacidade de resistência ao

cisalhamento do solo.

A seguir são apresentados os principais condicionantes responsáveis pela deflagração de movimentos de massa, assim como seu modo de ação.

2.3.1 Condicionantes geológicos

Os condicionantes geológicos desempenham papéis de fundamental importância para a ocorrência de movimentos de massa no que se refere ao tipo e a distribuição dos materiais que compõem os maciços das encostas, os diferentes comportamentos relativos à resistência de cisalhamento de acordo com a matéria envolvida na análise, a permeabilidade dos solos, histórico de tensões do terreno, dentre outros fatores (VANACÔR, 2006). Torna-se conveniente, entretanto, separar as análises relacionadas aos condicionantes geológicos de acordo com a natureza dos maciços, rochosos ou terrosos, como apresenta Vanacôr (2006) em seu trabalho.

Nos maciços rochosos a estabilidade está principalmente vinculada à presença de descontinuidades, sendo as mais comuns representadas por juntas, falhas, laminações, planos de foliação, fendas de tração, dentre outros (SILVA, 2006). Algumas dessas feições podem ser verificadas na Figura 7. Como ainda salienta o mesmo autor, o resultado dessas imperfeições nos maciços leva a produção de materiais sólidos descontínuos com presença de zonas de intemperização variáveis, com propriedades físicas muito distintas, bem como com a presença de blocos com diferentes formatos geométricos. Deste modo, a partir dos variados tipos de falhas ocorrem decréscimos na capacidade de resistência cisalhante dos materiais, podendo resultar em processos de movimentação de massas.

Figura 7 - Descontinuidades em maciços rochosos



Fonte: Fossen (2010)

Nos maciços terrosos uma série de propriedades físicas dos materiais possui influência direta ou indireta com a possibilidade de ocorrência de movimentos de massa, dentre elas estão a porosidade, índice de vazios, plasticidade, permeabilidade, histórico de tensões, mineralogia e compressibilidade (NUMMER, 2003). Tais fatores podem refletir em diminuição do valor da capacidade resistente dos maciços ao cisalhamento, expansibilidade dos solos devido aos constituintes de sua formação, levando ao acontecimento de movimentos de massa específicos como rastejo, por exemplo, assim como deflagração de outras instabilidades.

2.3.2 Condicionantes antrópicos

Nos condicionantes antrópicos são relacionados os processos de modificação do meio pela ação do homem. Dentre os diversos meios antrópicos de atuação, muitos deles podem resultar no desenvolvimento de movimentos de massa, enquanto que outras ações podem promover um aumento na estabilidade de um terreno quando as solicitações de esforços cisalhantes são reduzidas, como por exemplo, através da modificação das formas de uma superfície para declividades mais favoráveis (SILVA, 2008).

Dentre as atividades realizadas pelos homens que podem promover a instabilização de encostas estão as modificações executadas na geometria de encostas, sejam essas cortes nos pés de taludes ou aterros posicionados na crista de elevações. Estas intervenções aumentam as forças cisalhantes atuantes para a

deflagração de um escorregamento. Adicionalmente podem ser citadas atividades de desmatamento, vibração pela instalação de rodovias ou execução de obras nas imediações de uma encosta, retificação de canais fluviais, ocupação irregular, etc. (PINTO et al., 2013).

2.3.3 Condicionantes ligados à vegetação

A vegetação, de maneira geral, contribui para estabilização através dos efeitos de interceptação das águas pluviais, reduzindo a energia cinética da última e conseqüentemente diminuindo o efeito erosivo na superfície. Mais ainda, a extensiva rede de raízes favorece a melhoria da qualidade do solo no que diz respeito a aumentar sua resistência através do reforço mecânico introduzido pelas próprias raízes, bem como auxiliando na manutenção do solo com umidade adequada através dos meios de transpiração e absorção (SILVA, 2008). Na Figura 8 podem ser verificados efeitos causados pela presença de vegetação em uma encosta.

Figura 8- Efeitos de vegetação presente em uma encosta



Fonte: Sutili, 2004

Por outro lado, algumas publicações citam os efeitos negativos causados pela presença da vegetação, tal como a sobrecarga que é imposta pelas árvores no terreno, bem como o acréscimo da taxa infiltração no solo (SHAH, 2008). Em contrapartida à declaração relativa ao acréscimo de infiltração, Shah (2008) salienta que o efeito de evapo-transpiração é dominante, o que mantém as condições do

solo adequadas.

2.3.4 Condicionantes geomorfológicos

Por geomorfologia se entende, resumidamente, o estudo das formas da superfície terrestre e sua formação (SILVA, 2008). No que diz respeito a levar em conta este aspecto para análises de estabilidade de encostas, a descrição e verificação das formas do terreno são muito relevantes para a determinação do fator de segurança apresentado por um maciço (DAS, 2011). Segundo mesmo autor, a caracterização das formas superficiais pode indicar, embora através de estimativas, a quantidade de massa que está diretamente envolvida como cargas atuantes para o desencadeamento de uma ruptura.

Dentre os parâmetros topográficos da superfície que parecem influenciar de forma mais intensa na ocorrência de um movimento de massa estão a declividade e a forma do perfil da encosta (AUGUSTO FILHO e CERRI, 1988).

O aumento da declividade por parte de uma encosta ou talude é normalmente acompanhado por um aumento da tensão cisalhante atuante no terreno, o que favorece a movimentação de massa (VANACÔR, 2006). Associada também à maior declividade está o aumento da energia cinética, por exemplo, das águas resultantes de chuvas, rios, entre outros, que escoam sobre a superfície e aumentam o potencial erosivo no solo.

Quanto aos perfis do relevo estes podem ser retilíneos, côncavos ou convexos (PINTO et al., 2013). Nesse sentido os mesmos autores apresentam um estudo de diferentes obras que analisavam o aspecto relacionado aos perfis do relevo de modo a determinar o que seria mais propenso à movimentação de massa. Os resultados encontrados por Pinto et al. (2013) não permitiram concluir sobre qual forma de relevo leva a uma maior chance de ocorrência de instabilizações, pois dentre as obras estudadas foram encontradas diversas contradições.

2.3.5 Condicionantes hidrológicos

O condicionante hidrológico está intimamente ligado às características climáticas apresentadas pela região em análise, ou seja, as variações de temperaturas, distribuição de chuvas, entre outros.

Silva (2008) conclui através de seus estudos que o condicionante hidrológico é o mais importante agente natural a afetar negativamente a estabilidade das encostas, levando, eventualmente, à deflagração de movimentos de massa. O mesmo autor cita diversos modos como a água pode atuar para a desestabilização, dentre eles estão o aumento da pressão hidrostática em descontinuidades, redução no efeito da coesão aparente, erosão superficial, enfraquecimento dos materiais por meio do intemperismo químico e erosão subterrânea retrogressiva (*piping*).

Como consequência das precipitações pode haver a saturação dos solos e rochas, causando conseqüente redução de resistência dos mesmos por desagregação de partículas, resultando na perda de estabilidade de maciços (PINTO et al., 2013). Na Figura 9 pode ser verificado movimento de massa desencadeado principalmente por chuvas intensas no ano de 2008 em Ilhota (SC) (IPT, [20--]).

Figura 9 - Movimentos de massa no Morro do Baú em Ilhota (Santa Catarina)



Fonte: IPT ([20--])

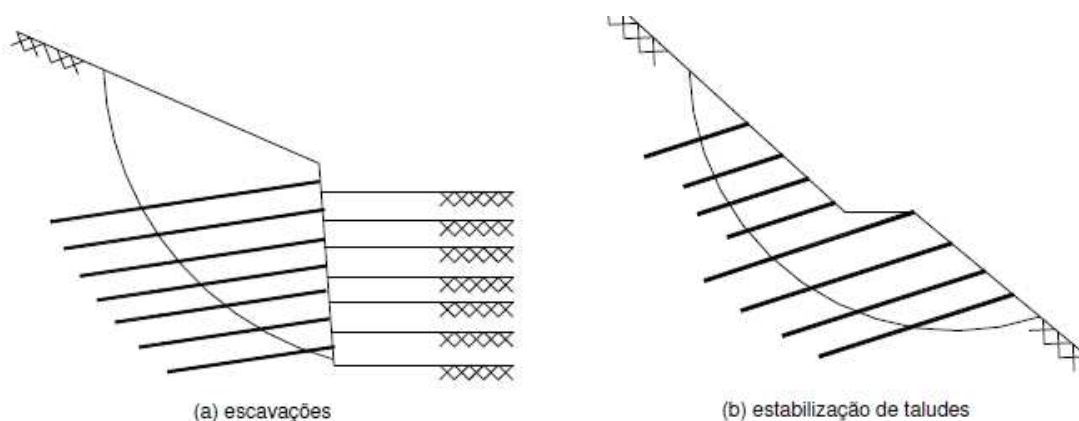
2.4 ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS COM O USO DE GRAMPOS (*SOIL NAILING*)

A seguir será apresentada uma revisão referente ao processo de estabilização utilizando o método do solo grampeado, englobando algumas definições, método executivo, modelos de dimensionamento, entre outras informações essenciais para a realização de um projeto de tal natureza.

2.4.1 Definição

O método de estabilização utilizando solo grampeado consiste em um reforço obtido através da inserção de barras ou grampos no solo, sendo estes últimos geralmente de aço, que sejam resistentes tanto à flexão composta, tração e cisalhamento. O modo como são instalados na massa terrosa se dá na posição sub-horizontal de modo a induzir esforços resistentes a tração e cisalhamento (ORTIGÃO et al., 1993). Tal método de estabilização pode ser observado na Figura 10.

Figura 10 - Método de estabilização por solo grampeado para distintos fins



Fonte: Georio, 1999

Existem dois modos principais para realizar a introdução dos grampos na encosta, no qual um deles é por percussão (cravação), enquanto que o outro método, e convencional, consiste na abertura de orifícios por onde as barras são colocadas com posterior preenchimento do orifício com argamassa de cimento

(BOWLES, 1997).

Tal tipo de aplicação se faz *in situ*, e a face exposta da encosta pode ser coberta e estabilizada utilizando concreto projetado sobre uma malha de aço (BRUCE e JEWELL, 1986), ou como em alguns casos, cobertas com telas metálicas (revestimento flexível) juntamente com ou sem vegetação, de forma a produzir em ambos os casos uma zona reforçada externamente (CAŁA et al., 2012).

Neste tipo de obra de estabilização é conveniente ressaltar o modo de ação dos grampos. Quando utilizadas coberturas da face com concreto projetado, o sistema age de forma passiva (sem pré-tensionamento), ou seja, qualquer tentativa de movimento causado pela massa de solo irá requerer um acréscimo na resistência por parte das barras para que o sistema se mantenha em equilíbrio. Assim, a compensação das forças atuantes causadas pelas tentativas de deslocamento do maciço se dará pela interação de atrito desenvolvido entre solo e chumbadores (LIMA, 2002). Quanto ao caso de revestimento com telas metálicas, especialmente com as malhas de alta resistência, existe a possibilidade de pré-tensionamento dos grampos, fornecendo assim um novo conceito de transferência de cargas na região em volta da cabeça do chumbador. Como vantagens trazidas estão a melhor transferência de esforços entre as telas (face da encosta) para as placas de ancoragem, bem como das placas para os grampos e limitação das deformações na área que envolve a encosta (CAŁA et al., 2012).

2.4.2 Mecanismos de ruptura

A capacidade de uma estrutura feita em solo grampeado, para atuar como um meio seguro, ou seja, sem deformações excessivas do sistema ou livre de determinados tipos de falha que serão apresentados a seguir, é função de parâmetros como os espaçamentos horizontais e verticais dos grampos, capacidade de resistência dos chumbadores em longo prazo e modo de transferência das tensões entre os meios solo e hastes metálicas (PRASHANT e MUKHERJEE, 2010). Os meios de ruptura seguidos neste trabalho vão de acordo aos apresentados por Silva (2009), sendo eles ruptura interna, externa ou a combinação dos dois

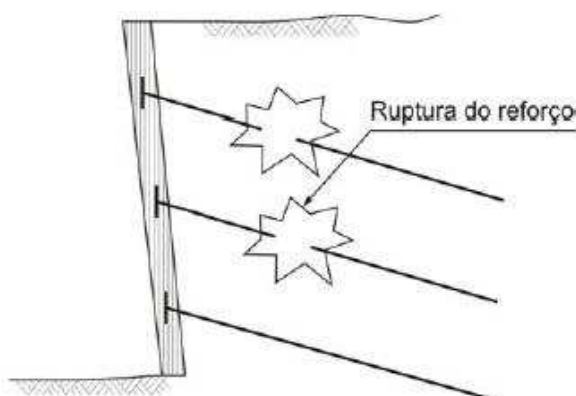
anteriores (mista).

2.4.2.1 Ruptura interna

Este processo pode ser definido quando ocorre uma imperfeição no meio de transferência de carga entre solo, reforço e calda de cimento (SILVA, 2009). Segundo mesmo autor, as razões para a ocorrência podem ser variadas, englobando desde a resistência a tração, bem como comprimento dos grampos, resistência da interface solo-reforço e erros do processo construtivo. Dentre rupturas internas que podem ocorrer, tem-se por ruptura dos reforços, por arrancamento dos chumbadores e resultantes do processo de escavação.

A ocorrência de ruptura interna por rompimento dos reforços se dá quando a força axial do solo ao longo do grampo é superior à capacidade de resistência a tração da haste metálica (PRASHANT e MUKHERJEE, 2010). Na Figura 11 há a representação de tal ruptura.

Figura 11 - Ruptura do reforço causado por força axial aplicada pelo solo através de atrito ao longo da barra superior a capacidade de resistência à tração da haste metálica



Fonte: Silva, 2009

Dentre eventos que podem culminar na ocorrência de ruptura dos reforços estão, conforme Lima (2007):

- Dimensionamento da seção transversal da barra em desacordo com a solicitação a tração imposta pelo solo;

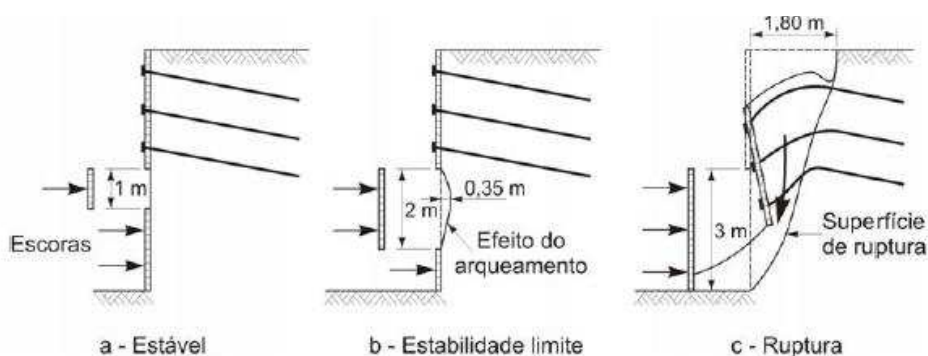
- Corrosão dos elementos metálicos;
- Drenagem inadequada levando a saturação do solo reforçado;
- Sobrecargas não consideradas no projeto.

No que diz respeito à ruptura por arrancamento dos reforços, esta falha resulta do comprimento insuficiente de embutimento dos grampos no interior da zona resistente do maciço para resistir às forças de instabilização. A resistência que os reforços apresentarão de modo a evitar a ocorrência deste tipo de falha é função dos seguintes fatores (TAN e CHOW, 2004):

- Localização da superfície crítica de escorregamento da encosta;
- Diâmetro do espaço destinado à instalação dos reforços metálicos;
- Força de ligação existente entre argamassa de cimento injetada no interior do orifício destinado aos reforços e solo (atrato).

Nas rupturas durante as fases de escavação, o conhecimento e entendimento do comportamento geotécnico do maciço é muito importante, uma vez que se as frentes de escavação forem executadas além da altura crítica a encosta entrará em processo de instabilização, propagando-se para o topo da estrutura, através de um processo de ruptura repentina (SILVA, 2009). Segundo mesmo autor, a altura crítica que um determinado maciço pode ser escavado é função dos parâmetros geotécnicos do solo encontrado no local e resultante da sucessiva eliminação do efeito do arqueamento. Na Figura 12 pode ser observada a ocorrência de ruptura durante a fase de escavação.

Figura 12 - Ruptura durante a fase de escavação devido a ultrapassagem da altura crítica de escavação



Fonte: Silva, 2009

2.4.2.2 Ruptura externa e mista

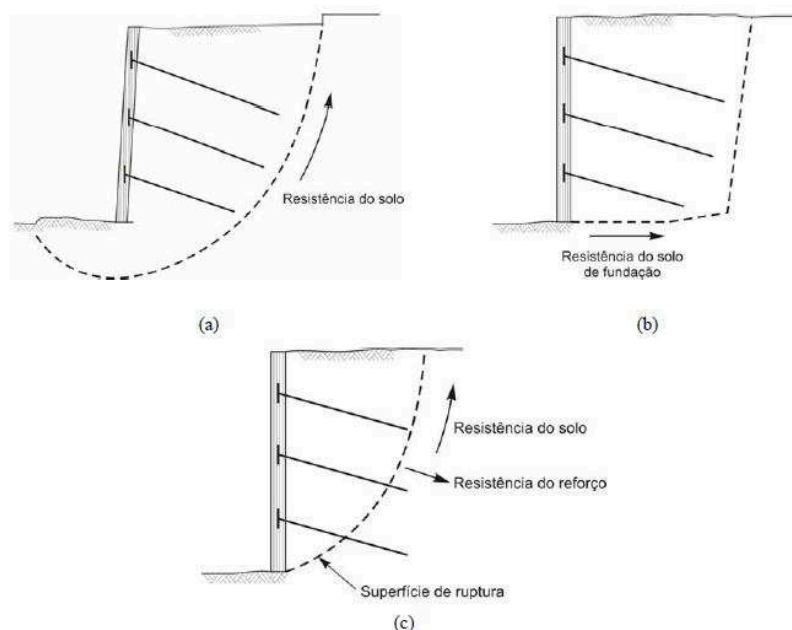
A ruptura externa está diretamente ligada com a capacidade de suporte externa do maciço, ou seja, a habilidade que o solo reforçado pelos grampos possui de suportar as pressões do solo, bem como as sobrecargas aplicadas (PRASHANT e MUKHERJEE, 2010). Dentre os meios pelos quais a ruptura externa pode acontecer, tem-se:

- Fatores de segurança não satisfatórios frente à ruptura global e falta de capacidade de suporte do solo de fundação, levando deste modo ao deslizamento de parte do maciço ao longo da superfície de falha;

- Deslizamento da base do muro reforçado em relação ao solo de fundação estático, causado pelo aumento das pressões laterais de terra ou mesmo pressões adicionais não consideradas em projeto.

Por fim, existe ainda o meio de rompimento chamado de misto, sendo este último resultado da combinação de rupturas interna e externa, podendo ter como causa o comprimento insuficiente do reforço ou uma baixa resistência à tração do reforço (SILVA, 2009). Os meios de ruptura apresentados podem ser verificados na Figura 13.

Figura 13 - (a) Ruptura pela obtenção de fator de segurança não satisfatório e baixa capacidade de suporte do solo de fundação; (b) Escorregamento da base do muro de contenção; (c) Ruptura mista (escorregamento ao longo da superfície de ruptura e comprimento de reforços metálicos inadequados)



Fonte: Silva, 2009

2.4.3 Resistência ao arrancamento na interface solo-grampo (q_s)

O principal meio de interação entre os reforços metálicos e o solo ocorre através da mobilização de atrito existente entre esses dois meios, dado que quanto maior o atrito desenvolvido entre os dois materiais, melhor será o desempenho do sistema de estabilização (SPRINGER, 2006). Segundo mesma autora, as interações entre os meios solo-grampo são funções, por exemplo, dos tipos de solos e suas densidades, bem como, também, do tipo de grampo, podendo este último ser cravado ou preparado para instalação em furos previamente escavados e preenchidos posteriormente com calda de cimento. Dentre outros fatores que influenciam no atrito desenvolvido, segundo Ortigão (1997), são:

- A limpeza do furo, sendo esta realizada usualmente com a inserção de água através da perfuração;
- Controlando o fator água-cimento de modo que o produto final atinja resistência adequada;

- Uso de aditivos expansores de calda de cimento, pois estes evitam a retração e assim consequente diminuição do atrito desenvolvido com as paredes do furo;

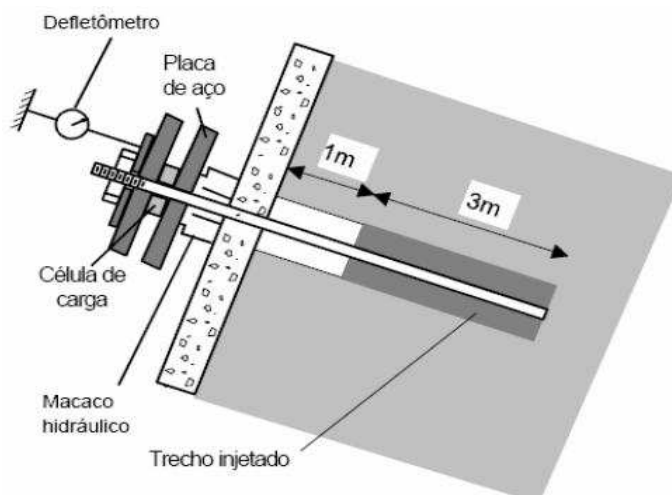
- Utilização de tubos laterais de injeção perdidos com a finalidade de assegurar o total preenchimento do furo, especialmente para os grampos mais longos;

- Uso de elementos centralizadores para assegurar que a barra não fique deslocada próxima ou em contato com as paredes do furo.

Como métodos de determinação do valor do atrito mobilizado entre os meios solo e grampos, chamado usualmente este último de resistência ao arrancamento q_s e dado como o atrito unitário na interface dos dois materiais, existem os ensaios de arrancamento, assim como as correlações empíricas que foram desenvolvidas ao longo dos anos.

O meio mais adequado de se obter q_s é ainda pelo desenvolvimento de ensaios de arrancamento, porém normas ou regulamentações para sua realização são ainda inexistentes (LIMA, 2009). Segundo mesmo autor, a prática comum do ensaio considera a inserção de grampos no local em que se deseja estimar o valor da força de atrito por unidade de comprimento, observando que o reforço instalado no maciço deve estar com um trecho livre de 1 metro, ao passo que 3 metros devem ser injetados ou ancorados, tal como aparece na Figura 14.

Figura 14 - Esquema de equipamento utilizado nos ensaios de arrancamento



Fonte: Lima, 2009

Após a instalação do grampo metálico no local do ensaio, procede-se com a montagem do macaco hidráulico aplicando forças de tração no reforço, sendo efetuada paralelamente a leitura dos esforços aplicados através de uma célula de carga utilizada no conjunto do aparato (FRANCO, 2010). Segundo mesmo autor, um defletômetro também é utilizado para realizar a medição de deslocamentos que ocorrem nos grampos a diferentes cargas aplicadas pelo macaco hidráulico, permitindo assim traçar uma curva do esforço aplicado *versus* o deslocamento produzido na cabeça das hastes metálicas e determinar qual a força máxima de tração para efetuar o arrancamento dos reforços (F_{arr}). Verifica-se na equação 1 expressão matemática utilizada para determinar o valor de q_s :

$$q_s = F_{arr} / \pi \cdot D \cdot L_{anc} \quad (1)$$

Onde:

F_{arr} : Força de tração necessária para efetuar a movimentação de cisalhamento entre solo e grampo metálico instalado no maciço;

D : Diâmetro do grampo quando instalado por percussão ou diâmetro do furo quando o grampo é instalado por meio de abertura de orifícios e preenchimento dos mesmos com calda de cimento;

L_{anc} : Comprimento injetado ou ancorado do grampo dentro do maciço para ensaios de arrancamento, sendo utilizado na prática usual um valor igual a 3 metros.

Mesmo que a estimativa do parâmetro q_s consiga ser feita por meio de correlações empíricas, a realização de ensaios de arrancamento é imprescindível na execução dos projetos (antes ou durante a obra) (LIMA, 2009). Tal procedimento é executado visando comparar os valores estimados aos reais, bem como efetuar possíveis adequações no projeto para situações em que as estimativas não tenham apresentado valores satisfatórios, reduzindo-se assim em muitos casos os custos.

Dentre correlações empíricas elaboradas no propósito de se obter valores

preliminares de q_s para o desenvolvimento de projetos, há a equação 2 sugerida por Ortigão (1997), dada por:

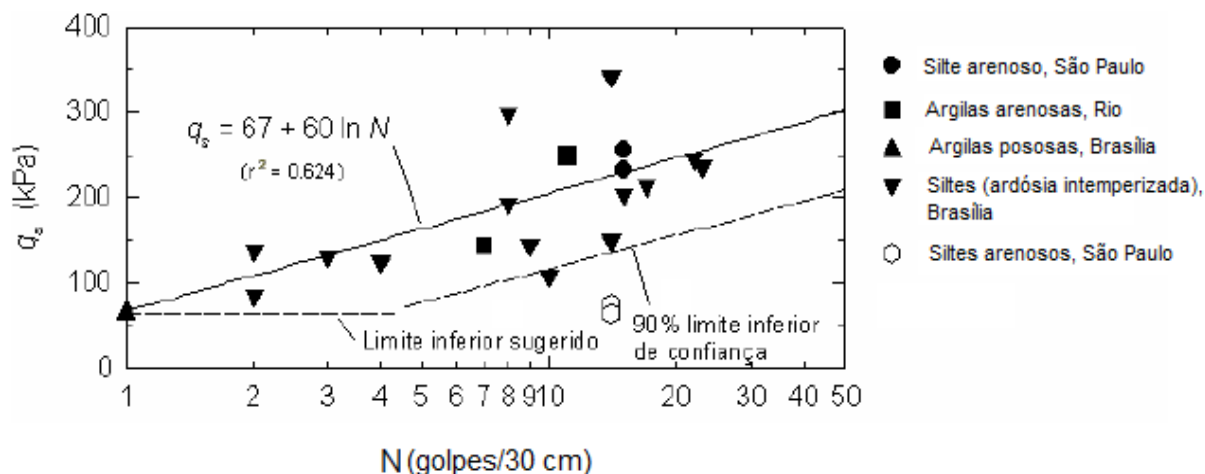
$$q_s = 50 + 7,5 \cdot N \quad (2)$$

Onde:

N : Número de golpes do equipamento SPT;

Ortigão e Palmeira (1997) desenvolveram uma nova equação procurando correlacionar o valor do número de golpes do equipamento SPT com o valor da resistência ao arrancamento. O processo para se atingir a equação apresentada na Figura 15 levou em conta ensaios de arrancamento realizados em solos de São Paulo, Rio de Janeiro e Brasília.

Figura 15 - Correlacionamento obtido por Ortigão e Palmeira



Fonte: Ortigão e Palmeira, 1997

Segundo os autores anteriores, apesar dos valores obtidos por sondagens SPT serem bastante brutos, em alguns casos uma das únicas investigações geotécnicas realizadas em obras são desta natureza, habilitando assim o uso de q_s através do número de golpes N . Ortigão e Palmeira (1997) ressaltam ainda que a aplicação de tais correlações devem ser efetuadas para alguns solos específicos, como os da natureza apresentada na Figura 15, mas desde que tais valores sejam confirmados posteriormente através da realização dos ensaios de arrancamento.

Diversos outros pesquisadores desenvolveram equações procurando relacionar o número de golpes do SPT ao valor da resistência ao arrancamento, como fez Springer (2006) quando estudou ensaios de arrancamento de grampos em solos residuais de gnaiss. O padrão de instalação típico utilizado na pesquisa consistiu em barras apresentando inclinações na ordem de 10° e diâmetro dos furos de 10,16 cm, observado que em alguns casos específicos haviam alguns desvios em relação aos valores apresentados anteriormente. Como resultado dos ensaios foi obtida a equação 3 para obtenção do parâmetro q_s :

$$q_s = 45,12 \cdot \ln(N) - 14,99 \quad (3)$$

Por fim, uma abordagem semi-empírica foi usada por Silva (2005), o qual considerou que a resistência ao arrancamento poderia ser escrita como uma função dos parâmetros de resistência existentes na interface solo-calda de cimento, admitindo-se que o mecanismo de transferência de carga ocorreria pelo deslizamento relativo entre os dois meios na interface. Para isso, Silva (2005) levou em conta que as resistências q_s obtidas através de ensaios executados em campo (para um maciço com solo residual de gnaiss) seriam iguais às resistências ao cisalhamento na interface solo-calda de cimento, sendo esta última definida pelo autor através da realização de ensaios de cisalhamento direto em corpos moldados para este fim. Deste modo, segue a equação 4 decorrente da hipótese assumida:

$$q_s = \tau = \lambda_1 \cdot (c'_a + \sigma_n \cdot \tan \delta') \quad (4)$$

Onde:

τ : resistência ao cisalhamento;

λ_1 : fator de carga;

σ_n : tensão normal aplicada ao grampo;

c'_a : adesão na interface solo-grampo;

δ' : ângulo de atrito na interface solo-grampo.

De maneira similar a equação 4, Silva (2005) expressou a resistência ao arrancamento também em função dos parâmetros de resistência dos solos através da introdução de um coeficiente de interface (α'), como pode ser observado na equação 5.

$$q_s = \lambda_1 \cdot \alpha' (c' + \sigma_n \cdot \tan \phi') \quad (5)$$

Onde:

α' : coeficiente de interface, dado pela equação 6:

$$\alpha' = \frac{c'_a + \sigma_n \cdot \tan \delta'}{c' + \sigma_n \cdot \tan \phi'} \quad (6)$$

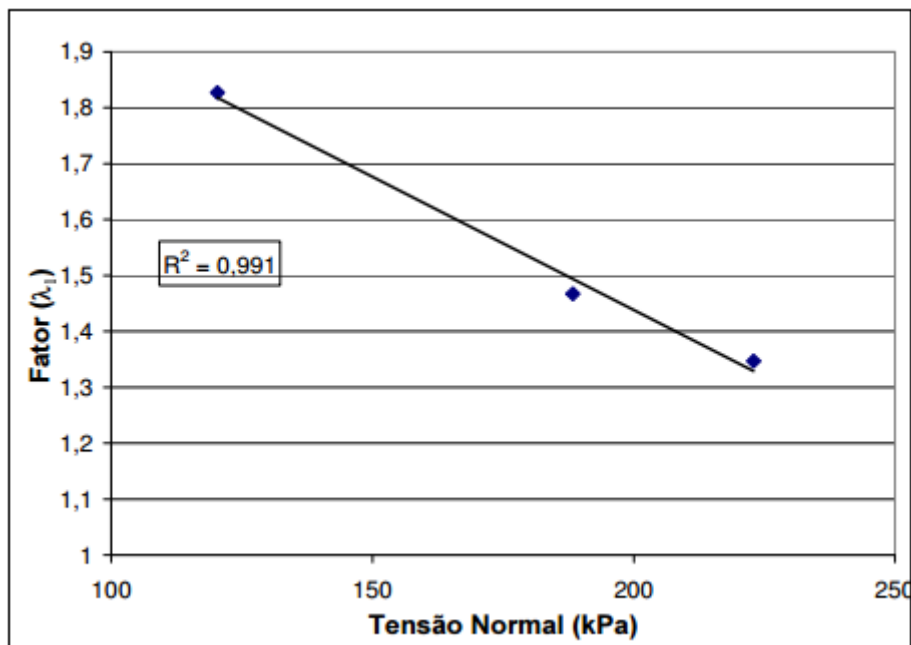
c' : coesão do solo;

ϕ' : ângulo de atrito do solo;

O fator de carga apresentado nas equações acima envolve um conjunto de condicionantes citados pelo autor, tais como, fator de escala, interação física entre a calda de cimento e o solo, espaçamento entre grampos, sucção dos solos não saturados, entre outros.

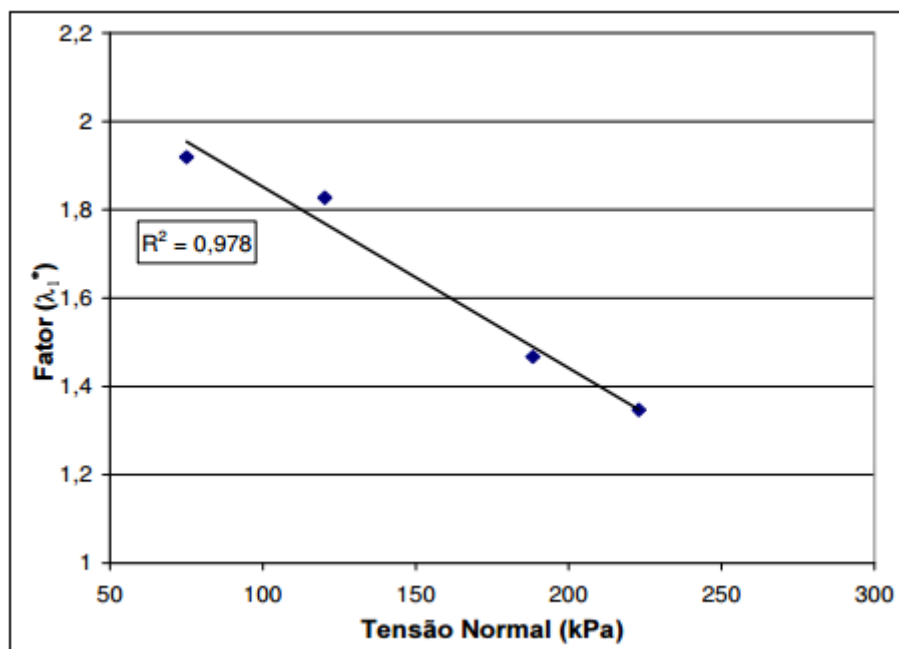
Na Figura 16 é apresentado gráfico evidenciando o fator de carga λ_1 variando em função da tensão normal aplicada ao grampo para um solo residual jovem de gnaiss (areia-argilosa). Já na Figura 17 é apresentado gráfico da mesma natureza que o exposto na Figura 16, porém incluindo um ponto a mais referente a um solo residual maduro de gnaiss (argila-arenosa) juntamente aos pontos do solo residual jovem. A inclusão de tal ponto com os de areia-argilosa ocorreu devido à impossibilidade de se traçar um gráfico próprio para a argila-arenosa, uma vez que somente um ensaio de cisalhamento direto e arrancamento haviam sido feitos para aquele solo por Silva (2005).

Figura 16 - Fator de carga λ_1 em função da tensão normal nos grampos para solo residual jovem de gnaiss



Fonte: Silva, 2005

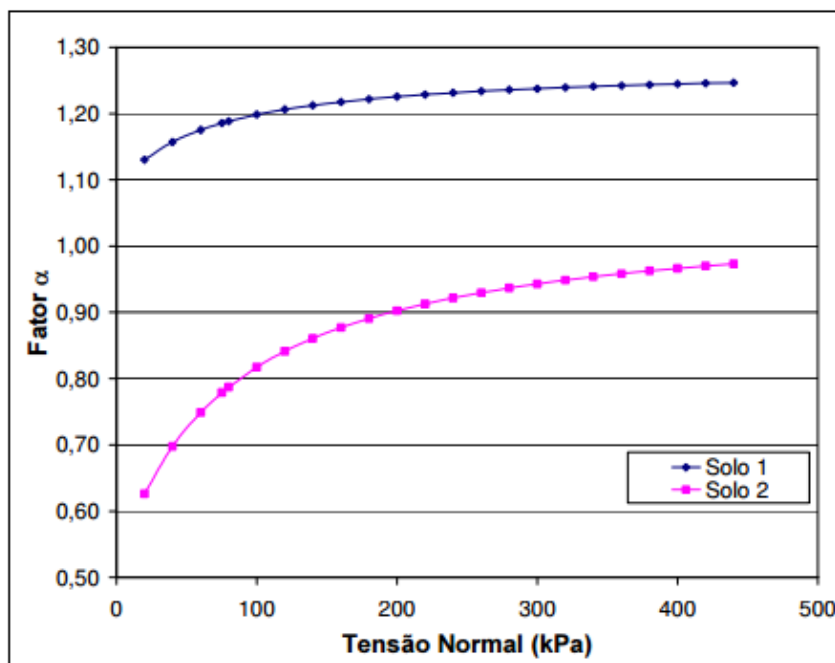
Figura 17 - Fator de carga λ_1 em função da tensão normal nos grampos para a associação de solos residual jovem e maduro de gnaiss



Fonte: Silva, 2005

Na Figura 18 é ilustrada a variação do coeficiente de interface (α') em relação à tensão normal aplicada no grampo para solo residual maduro de gnaiss (solo 1) e jovem (solo 2).

Figura 18 - Variação do coeficiente de interface (α') em função da tensão normal aplicada no grampo para solo residual maduro de gnaiss (solo 1) e jovem (solo 2)



Fonte: Silva, 2005

Silva (2005) conclui que as estimativas da resistência ao arrancamento são muito satisfatórias para os solos residuais de gnaiss estudados por ele. Quando empregados para casos reportados na literatura as correlações de Silva (2005) mostram pequena discrepância, as quais devem-se à utilização de coeficientes de interface para os solos de sua pesquisa.

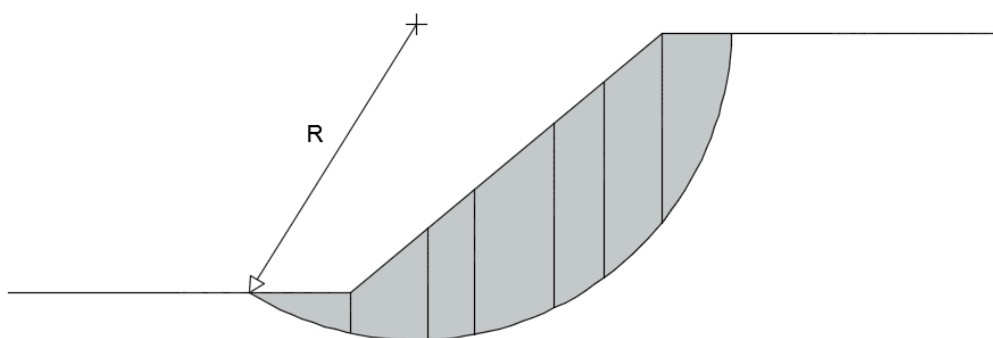
2.4.4 Estabilidade de encostas e método de dimensionamento

A técnica de cálculo a ser utilizada para determinação da estabilidade de encostas neste trabalho é baseada nos métodos de equilíbrio limite. Tais métodos procuram realizar a determinação do fator de segurança, que consiste na razão entre os esforços resistentes ao cisalhamento do solo e esforços de cisalhamento atuantes para a movimentação de massa e desenvolvidos ao longo de uma possível superfície de ruptura (USACE, 2003). A razão por optar por análises desta natureza está no fato de serem simples e permitirem a realização de cálculos manualmente, bem como necessitarem do uso de um número reduzido de parâmetros, tais como geometria da encosta, dados geotécnicos, averiguação quanto à presença de

carregamentos estáticos e dinâmicos e condições hidrogeológicas (BABA et al., 2012). Por fim, a seleção pelo método de equilíbrio limite ocorreu por ainda ser a técnica mais utilizada de cálculo, assim como por estar disponível na maioria dos softwares computacionais de análises.

A definição do método de equilíbrio limite consiste no corte do corpo susceptível ao movimento de massa em várias fatias, dado que o corpo é delimitado pela superfície de ruptura e a superfície livre da encosta conforme pode ser visto na Figura 19 (USACE, 2003).

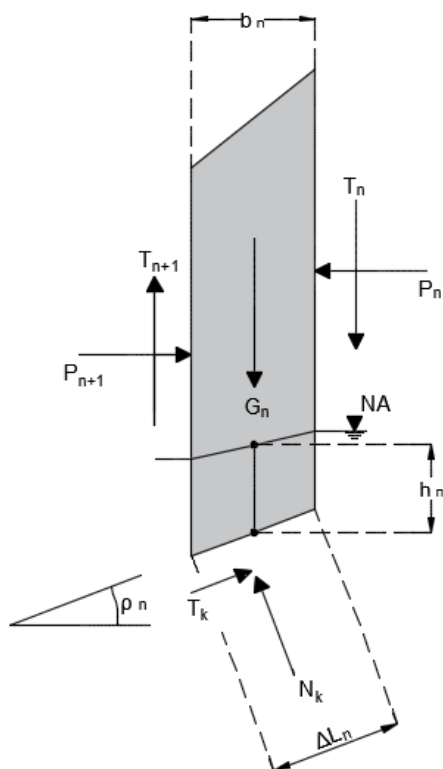
Figura 19 - Corpo susceptível à movimentação de massa com divisão em fatias e superfície de ruptura assumida como circular neste caso



Fonte: desenvolvido pelo autor

Através do processo de divisão do corpo susceptível ao movimento de massa em fatias é possível descrever as forças que atuam em cada membro, assim como aparece na Figura 20.

Figura 20 - Forças envolvidas em uma fatia com nível d'água existente



Fonte: adaptado de Das, 2011

Onde:

G_n : Peso envolvido na fatia n ;

N_k, T_k : Forças normal e tangencial que atuam na base da fatia n ;

P_n, P_{n+1} : Forças normais que agem nos lados da fatia n ;

T_n, T_{n+1} : Forças cisalhantes que agem nos lados da fatia n ;

ΔL_n : Comprimento da base da fatia n ;

h_n : Altura média do nível d'água (NA) na fatia n ;

b_n : Largura da fatia n ;

ρ_n : Inclinação na base da fatia n .

Apesar de que se façam as divisões das fatias e se descrevam as forças envolvidas no processo, a questão relacionada ao cálculo do fator de segurança consiste em um problema estaticamente indeterminado. Portanto, de modo a se obter os valores dos fatores de segurança algumas considerações precisam ser levadas em conta, resultando assim em diferentes abordagens conforme as hipóteses escolhidas (ALBATAINEH, 2006).

No escopo deste trabalho será escolhida a abordagem realizada por Bishop em 1955, na qual foi considerada que a superfície de escorregamento apresenta formato circular e que as forças cisalhantes que atuam nos lados das fatias (T_n e T_{n+1}) se anulam, sendo válido salientar que este método pode ser aplicado para encostas e taludes com solos não homogêneos (BABA et al., 2012).

Realizando deste modo análises do equilíbrio de forças no eixo vertical, bem como satisfazendo equações do somatório de momentos iguais a zero em relação ao centro do círculo que gera a superfície de ruptura e levando em conta os mecanismos de falha de Mohr-Coulomb, chega-se a equação 7 que define o fator de segurança (DAS, 2011).

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c'_n \cdot b_n + (G_n - u_n \cdot b_n) \cdot \tan \phi'_n] \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} G_n \cdot \text{sen } \rho_n} \quad (7)$$

Onde:

ϕ'_n : Ângulo de atrito efetivo da fatia n ;

c'_n : Coesão efetiva da fatia n ;

G_n : Peso da fatia n ;

u_n : Poro-pressão desenvolvida na fatia n , dada também pela multiplicação do peso específico da água (γ_w), com a altura média do nível d'água na fatia n (h_n), como fornecido pela equação 8:

$$u_n = \gamma_w \cdot h_n \quad (8)$$

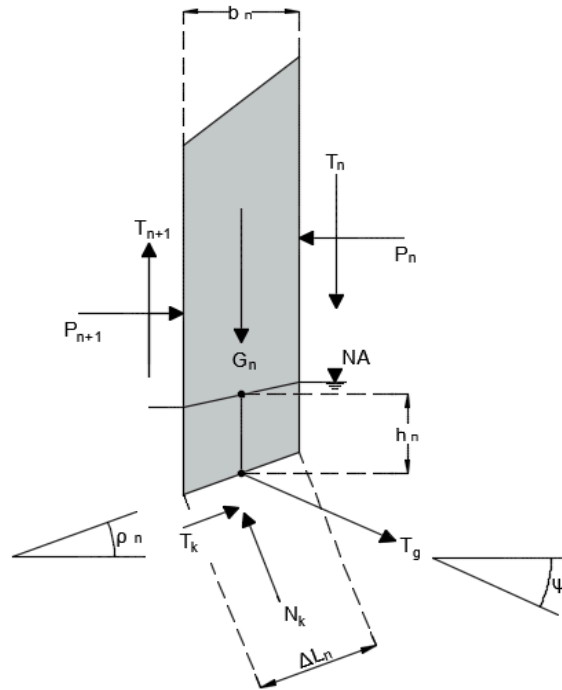
$m_{\alpha(n)}$: Fator calculado por:

$$m_{\alpha(n)} = \cos \rho_n + \frac{\tan \phi'_n \cdot \sin \rho_n}{FS} \quad (9)$$

Assim como pode ser observado no conjunto de equações anteriores, caso $m_{\alpha(n)}$ seja substituída na equação 7, o produto resultante será uma expressão que contém fatores de segurança (FS) em ambos os lados da expressão matemática e sem possibilidade de isolamento. Como meio de resolver este problema é adotado um procedimento de tentativa e erro até o momento em que haja a convergência dos valores de FS .

O procedimento e a equação anteriormente apresentados se referem a análise de uma encosta que ainda não foi estabilizada por nenhum método de contenção, ou seja, serve para fins de análise de maciços ainda em estado natural ou que não receberam a inserção de elementos de reforço. No âmbito de se executar um projeto de solo grampeado e averiguar a estabilidade do mesmo, o esquema de forças atuantes em uma fatia de solo é modificado, como segue na Figura 21, onde há a inclusão de uma força de tração (T_g) que é promovida pela inserção de grampos no maciço.

Figura 21 - Forças envolvidas em uma fatia com nível d'água existente e presença de grampo



Fonte: adaptado de Das, 2011

Onde:

ψ : Ângulo em que o grampo é instalado na encosta em relação ao plano horizontal.

O método para se obter a expressão do fator de segurança (FS) segue o mesmo raciocínio anterior, ou seja, com a consideração que as forças cisalhantes que atuam nos lados da fatia (T_n e T_{n+1}) se anulam, bem como executando equilíbrio de forças no eixo vertical, somatório de momentos iguais a zero em relação ao centro do círculo que define a superfície de ruptura e levando em conta os mecanismos de falha de Mohr-Coulomb (DAS, 2011), obtendo deste modo a equação 10:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c'_{dn} \cdot b_n + (G_{dn} + T_g \cdot \text{sen } \Psi - u_n \cdot b_n) \cdot \tan \phi'_{dn}] \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [G_{dn} \cdot \text{sen } \rho_n - T_g \cdot \cos(\rho_n + \Psi)]} \quad (10)$$

Onde:

ϕ'_{dn} : Ângulo de atrito efetivo de projeto da fatia n em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_ϕ , como mostra a equação 11:

$$\phi'_{dn} = \arctan(\tan \phi' / \gamma_\phi) \quad (11)$$

c'_{dn} : Coesão efetiva de projeto da fatia n em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_c , como mostra a equação 12:

$$c'_{dn} = c' / \gamma_c \quad (12)$$

G_{dn} : Peso de projeto da fatia n em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_y , como mostra a equação 13:

$$G_{dn} = G \cdot \gamma_y \quad (13)$$

A razão por se utilizar os fatores de segurança parciais na equação 10 ocorre por ser uma prática em favor do desenvolvimento de projetos mais seguros, bem como por ser uma recomendação do Comitê Europeu de Normalização feita no Eurocode 7 (CEN, 2004) para projetos de obras geotécnicas.

2.4.5 Técnica de execução

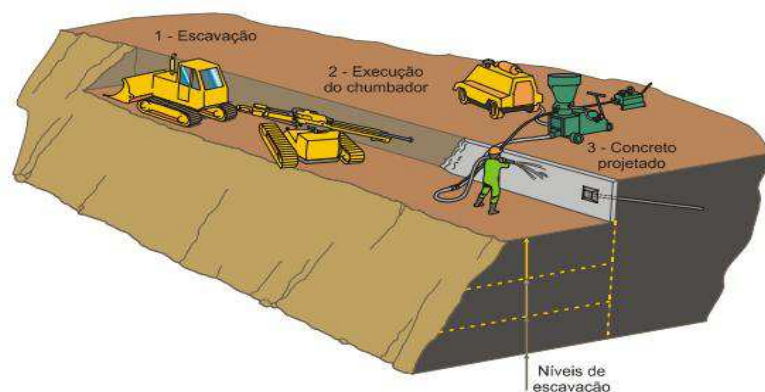
A execução do solo grampeado pode ser realizada tanto em encostas, como em taludes, e envolve o desenvolvimento de diversos projetos que abrangem não somente áreas da geotecnia. Dentre etapas e projetos desenvolvidos no processo de construção de estrutura de solo grampeado estão os seguintes.

2.4.5.1 Escavação ou regularização da superfície

O processo construtivo tem início com as escavações, no entanto, esta etapa nem sempre é necessária em todos os projetos de contenção por grampos, tal como

ocorre em projetos de reforço de taludes onde a regularização superficial para um determinado ângulo é suficiente (ZIRLIS, 1999). Apesar da afirmação anterior, é prática comum a execução das escavações, onde os cortes são feitos em várias etapas com determinadas alturas, uma vez que a altura crítica de corte não pode ser ultrapassada (BRUCE e JEWELL, 1987), conforme visto no item relacionado à ruptura durante a fase de escavação (2.4.2.1). Na Figura 22 podem ser observadas as etapas construtivas.

Figura 22 - Representação dos níveis de escavação, bem como etapas posteriores a escavação



Fonte: Zirlis, 1999

2.4.5.2 Perfuração para posicionamento dos chumbadores ou cravação dos grampos

Finalizada a escavação ou regularização superficial, parte-se para o processo responsável pelo recebimento dos grampos, no qual existem duas metodologias principais de realização, sendo elas por percussão e por perfuração. O método a percussão (cravação) apesar de mais rápido traz como inconveniente o fato de reproduzir menores valores de resistência ao cisalhamento entre solo-grampo (ORTIGÃO et al., 1993). Quanto ao método por perfuração podem ser utilizados desde trados manuais (trabalho moroso), até mesmo equipamentos mecanizados que possuem eixo girante com elemento cortante na extremidade e injeção de água para facilitar perfuração e promover a limpeza da abertura (SOLOTRAT, 2009). Na Figura 23 se observa equipamento mecanizado de perfuração.

Quanto às inclinações das perfurações a serem executadas nas obras, existem diferentes proposições apresentadas na literatura. Bowles (1997) e Prashant e Mukherjee (2010) indicam valores na faixa dos 15 graus para baixo em relação a horizontal e Solotrat (2009) indica uma faixa de valores entre 5 e 30 graus. Por fim, Santos (2014) realizou em sua dissertação uma ampla revisão bibliográfica sobre as inclinações mais utilizadas na prática de obras em solo grampeado, encontrando como valores comuns a faixa entre os 5 e 20 graus e salientando que valores superiores possam ser usados, porém com a perda de eficiência teórica do reforço conforme ocorre o aumento da inclinação.

Figura 23 – Equipamento mecanizado para abertura de orifício para inserção de grampos



Fonte: Springer, 2006

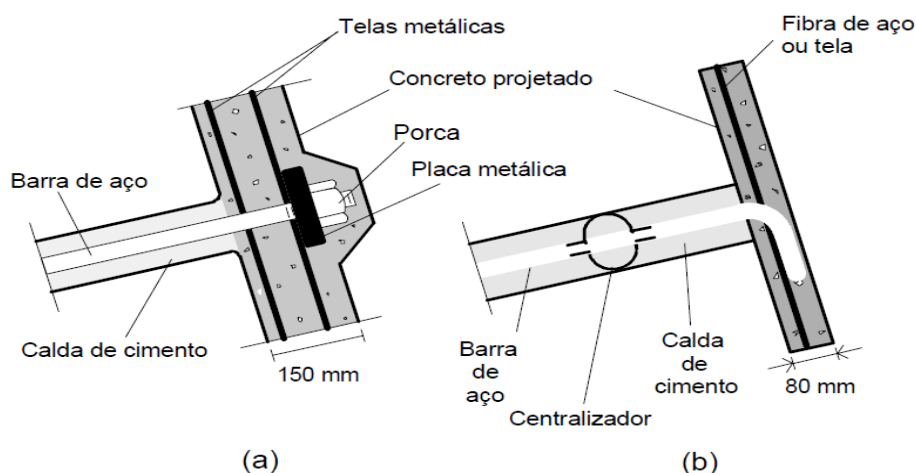
2.4.5.3 Fixação e montagem dos grampos

No caso de grampos metálicos instalados por meio de percussão a explicação fornecida neste item não se aplica, pois os reforços já estão instalados no maciço.

Posteriormente a abertura de orifícios no maciço realiza-se a fixação dos reforços no mesmo, sendo a primeira etapa deste processo chamada de bainha, a qual consiste no preenchimento e reconstituição do espaço escavado para o furo com calda de cimento através do uso de um misturador de alta turbulência (SOLOTRAT, 2009). Paralelamente se faz a montagem, etapa esta que conta com o corte das hastes metálicas de modo a terem o comprimento requisitado no projeto,

como também se provê proteção contra corrosão quando necessário (PITTA et al., 2013). O diâmetro dos grampos varia bastante de acordo com o autor estudado, sendo observado que Zirlis (1999) especifica uma faixa em geral de diâmetros de 10 até 25 milímetros, enquanto que Cała et al. (2012) recomendam grampos com diâmetros na ordem de 25, 28 e 32 milímetros quando usadas telas metálicas de alta resistência para o faceamento da contenção. Lazarte et al. (2003) citam barras com valores entre 19 e 43 milímetros. Segundo Zirlis (1999), os reforços devem ser dobrados nas extremidades para diâmetros não superiores a 20 milímetros, sendo que cada dobra deva possuir comprimento por volta de 20 centímetros. Vale ressaltar que para os casos onde o diâmetro da barra é superior a 20 milímetros deve ser usado um conjunto com uma placa de apoio e porca para fixação (ZIRLIS, 1999), como pode ser observado na Figura 24.

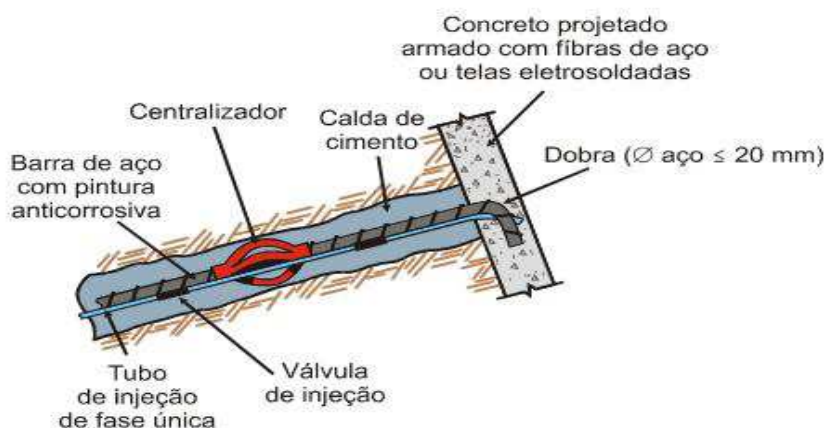
Figura 24 - Cabeça das barras com dobras em "L" ou parafusadas



Fonte: Lima, 2002

Na montagem das barras ainda se faz necessária a adição de elementos centralizadores espaçados não mais que 2 metros um do outro. Por fim, tubos de injeção perdidos com válvulas de injeção são posicionados ao longo das hastes, sendo estes últimos responsáveis pelo completo preenchimento do espaço anelar entre grampos e orifícios com calda de cimento (ZIRLIS, 1999). Segundo o mesmo autor, a injeção por meio dos tubos perdidos deve ser realizada após um mínimo de 12 horas após a primeira injeção e ser executada em pelo menos duas fases (uma profunda e outra superficial). Para cada fase é dedicado um tubo de injeção perdido. Os elementos aqui citados podem ser verificados na Figura 25.

Figura 25 - Centralizadores, tubos e válvulas de injeção



Fonte: Zirlis, 1999

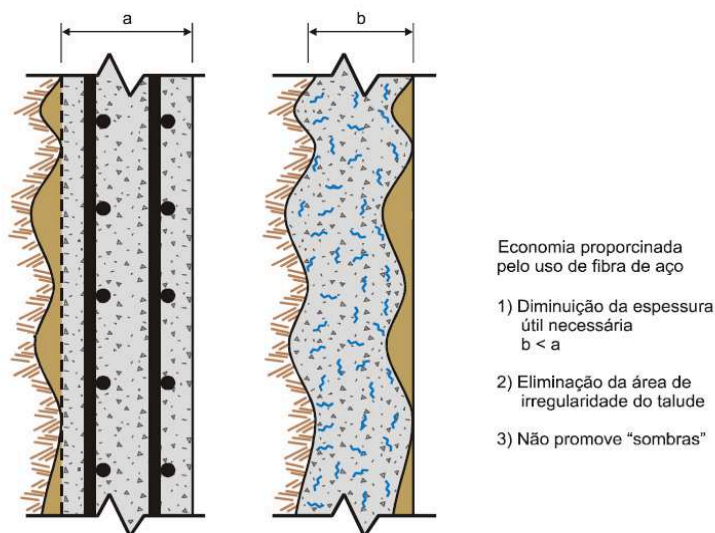
2.4.5.4 Armação e Concreto projetado ou telas metálicas

Após a realização da fixação dos chumbadores se prossegue com a execução do cobrimento da face exposta da encosta, esta última realizada por dois métodos principais, entre eles o concreto projetado (face rígida) ou a utilização de telas metálicas com ou sem vegetação (face flexível).

Para a projeção do concreto contra a face da encosta devem ser preparadas as armações. A armação convencional utilizada em obras de solo grampeado consiste em telas eletrosoldadas aplicadas em duas camadas, porém tal técnica traz como inconvenientes a demora para execução, bem como os cuidados que devem ser tomados no momento da projeção do concreto contra a face de modo a não criar vazios ou regiões de menor compactação atrás da armadura (ZIRLIS, 1999).

Como solução para a questão apresentada no primeiro parágrafo passou-se a fazer o uso de uma mistura de fibras metálicas ou fibras sintéticas de polietileno e concreto, o que produz uma mistura homogênea com ajuste perfeito à face das encostas, bem como a vantagem da redução de material e mão de obra necessária para colocação das armaduras. Assim, com a nova metodologia o serviço se restringe somente a projeção da mistura de concreto e fibras (SOLOTRAT, 2009). Na Figura 26 podem ser verificadas comparações entre faces com armaduras metálicas e faces cobertas com misturas de concreto e fibras.

Figura 26 - Comparações de faces rígidas em contenções de solo grampeado



Fonte: adaptado de Zirlis, 1999

Como método alternativo ao uso de faces rígidas existe a possibilidade do uso de telas metálicas com possível associação a coberturas vegetais. Dentre as metodologias existentes utilizando telas metálicas, há uma que foi desenvolvida na Suíça e tem tido ampla aceitação em diversos países, incluindo o Brasil. Tal metodologia consiste no uso de telas metálicas de alta resistência, desenvolvidas com melhores propriedades físicas e de desempenho, o que as tornam mais aptas para absorver maiores esforços quando comparadas as telas comuns, bem como executar a transferência de forças de modo mais efetivo para os reforços (CAŁA et al., 2012). Segundo mesmos autores, o novo material por possuir alta resistência, ainda permite o pré-tensionamento do sistema na região próxima a cabeça dos grampos, o que melhora a eficiência da obra de estabilização e restringe a ocorrência excessiva de deformações na superfície da encosta. A este novo sistema de cobertura é ainda previsto o uso de outros materiais constituintes essenciais ao funcionamento da obra, tais como elementos conectores, placas de ancoragem e possivelmente geomantas que auxiliem no desenvolvimento da vegetação, porém com descrição mais detalhada de cada um dada ao fim deste capítulo. Na Figura 27 pode ser verificada obra que utiliza telas de alta resistência para cobertura facial.

Figura 27 - Cobertura de superfície utilizando telas metálicas



Fonte: Geobruigg, [20--]

2.4.5.5 Drenagem

Paralelamente aos trabalhos de contenção são executados os drenos no maciço, divididos em profundos e de superfície, onde o último citado é dividido em drenos de paramento, canaletas e descidas de água (PITTA et al., 2013).

Os drenos profundos, neste caso utilizados os DHP (Drenos sub-horizontais profundos), são responsáveis por fazer a coleta das águas distantes do paramento (desde o interior) até a face do maciço, com posterior descarregamento do líquido nas canaletas localizadas no pé da estrutura de contenção (SOLOTRAT, 2015). Segundo as mesmas publicações existem dois modelos principais utilizados no mercado, no qual um dos tipos se constitui em tubos com microrranhuras de 0,4 milímetros localizados na porção superior dos mesmos e sem qualquer tipo de cobertura, espaçadas essas microfendas em 38 milímetros umas das outras, ao passo que a segunda opção de drenos é caracterizada pelo uso de tubos com perfurações de 12,5 milímetros diametralmente opostas a cada 60 milímetros, duas a duas ortogonais, sendo a tubulação recoberta em duas camadas por telas de nylon. Tal sistema de drenagem é usualmente mais longo que os grampos e possui inclinação na faixa de 5 a 10 graus para cima (BRUCE e JEWELL, 1987). Na Figura 28 pode ser verificada a configuração dos dois modelos de drenos apresentados.

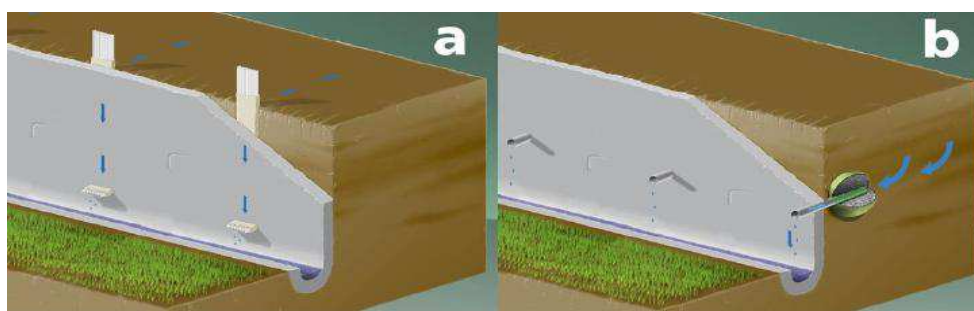
Figura 28 - Exemplo de dreno profundo (DHP)



Fonte: Solotrat, 2015

Os drenos de paramento, ocorrentes apenas em estruturas com face coberta por concreto projetado, consistem em elementos com a função de regular e orientar o fluxo das águas que atingem o paramento do talude. Neste sistema de drenagem existem dois tipos utilizados, entre eles o dreno linear contínuo e o barbacã (Figura 29). O dreno linear contínuo se baseia em estender ao longo da direção vertical da encosta, desde a crista até o pé, uma calha plástica drenante envolta por uma manta geotêxtil. Já o barbacã, conhecido também por sistema de drenagem pontual, constitui-se em um espaço escavado de dimensões aproximadas a 20 x 20 x 20 centímetros, preenchido por material granular drenante ligado por tubulação de PVC até a face externa. Ambos os métodos aqui ressaltados farão a condução da água de trás da face do paramento até a face externa do mesmo com posterior descarregamento nas canaletas (SOLOTRAT, 2009).

Figura 29 - Drenagem de paramento utilizando sistema com drenos lineares contínuos (a) e barbacã (b), respectivamente



Fonte: Pitta, Souza e Zirlis, 2013

Por fim, as canaletas e as descidas d'água são elementos executados *in loco* e revestidos com concreto projetado. Tais dispositivos têm como função receber o fluxo d'água proveniente do interior do maciço e fazer sua disposição final.

2.4.6 Comparações perante outras técnicas de estabilização

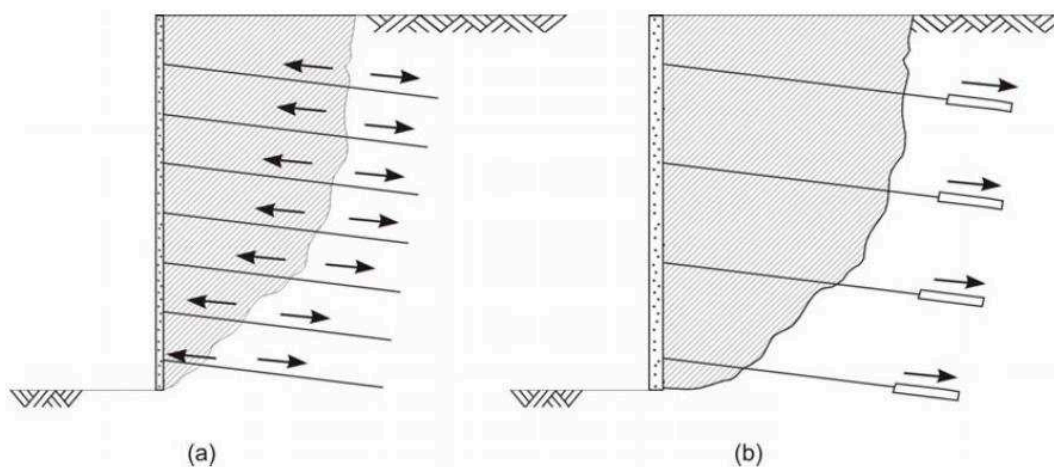
Através do presente tópico se procura discutir as principais diferenças entre os diversos métodos de estabilização com o solo grampeado, bem como resumir ao final as vantagens e desvantagens do método de modo a justificar o seu uso.

2.4.6.1 Solo grampeado e cortina atirantada

Ambas as obras apresentam semelhanças, especialmente no aspecto de usarem principalmente barras de aço como meio de promover o suporte (estabilização) do solo. Porém, a principal diferença entre os métodos ressaltados no tópico está no fato que o solo grampeado é construído em sistema que age de forma passiva, ou seja, o tensionamento nos grampos se dará a partir do momento em que ocorrer a deformação do solo circundante, ao passo que o sistema de cortina atirantada requer o pré-tensionamento dos tirantes instalados no solo (BOWLES, 1997).

Outro aspecto que distingue a metodologia de solo grampeado é que o contato do solo e reforço se dá ao longo de toda a extensão do grampo, havendo deste modo a transferência de esforços ao longo de todo o trecho localizado dentro da encosta, enquanto que na cortina atirantada a transferência de esforços ocorre somente em um trecho específico do tirante, posicionado atrás da superfície potencial de ruptura (SILVA, 2009). Ainda relacionado ao que foi citado anteriormente, vale enfatizar que os chumbadores não possuem trecho livre como nos tirantes, o que faz com que a distribuição de esforços ocorra ao longo de todo o seu comprimento e ocasione uma diferente distribuição de tensões na massa do solo (ORTIGÃO et al., 1993). Na Figura 30 pode ser observado o modo como ocorre a distribuição de esforços ao longo dos grampos e tirantes.

Figura 30 - Modo de distribuição de tensões nos métodos de estabilização usando solo grampeado (a) e cortina atirantada (b)



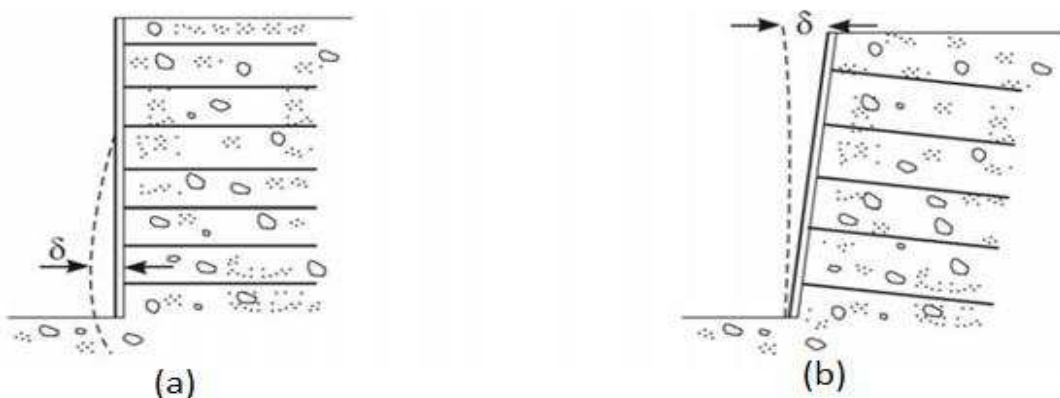
Fonte: Silva, 2009

Os equipamentos utilizados para execução dos tirantes e grampos apresentam algumas distinções entre si. No caso da cortina atirantada, os tirantes possuem em geral grande extensão, variando por volta de 15 a 45 metros, o que requer o uso de equipamentos mais pesados para auxiliar na construção. Já na construção de uma estrutura em solo grampeado os chumbadores têm seu comprimento limitado geralmente até no máximo a altura da escavação (SILVA, 2009).

2.4.6.2 Solo grampeado e terra armada

São técnicas com grandes semelhanças, porém residem as principais diferenças no método construtivo. A construção da estrutura da terra armada ocorre de uma região inferior para superior. Já no método de solo grampeado, quando escavações se fazem necessárias, o processo é inverso ao descrito para terra armada. Outra comparação existente é quanto ao modo de deformação da estrutura de contenção, em que no solo grampeado ela se concentra na região superior, porém para terra armada se observa o oposto, tal qual pode ser visto na Figura 31 (ORTIGÃO et al., 1993).

Figura 31 - Deformação estrutural para o método da terra armada (a) e solo grampeado (b)



Fonte: adaptado de Silva, 2009

Outra característica que vale salientar é a de o solo grampeado poder ser aplicado a um solo existente, fazendo o uso das características naturais da região, enquanto que para a terra armada as condições do solo destinado ao aterro são previamente controladas e determinadas de modo a se atingir o bom desempenho estrutural (SPRINGER, 2006).

Ainda de acordo com Springer (2006), um aspecto que é semelhante para ambos os métodos de contenção é o fato de que o tensionamento dos reforços ocorrerá a partir do momento em que o conjunto da obra sofrer deformações impostas pelos esforços laterais do solo, exceto em alguns casos quando o solo grampeado for de cobertura flexível, na qual pode existir aplicação de pré-tensão dos grampos.

2.4.6.3 Conclusão sobre vantagens e desvantagens do uso de solo grampeado

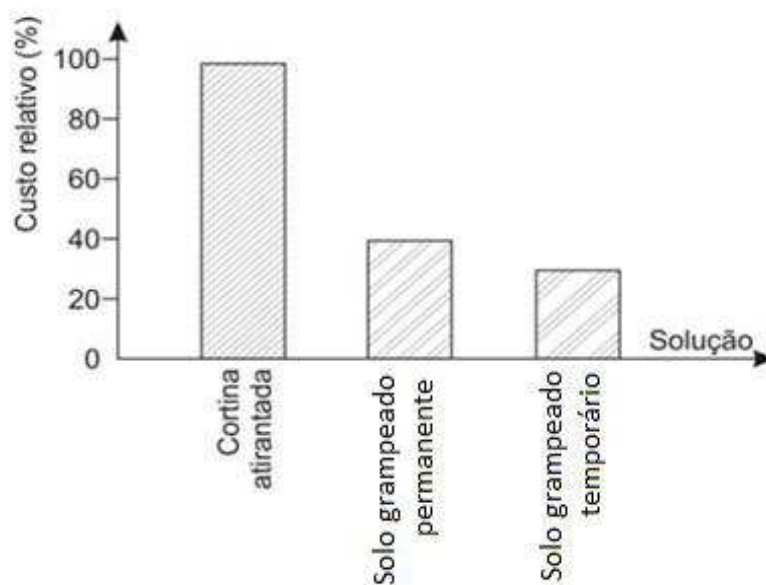
Discutem-se a partir desse ponto as principais vantagens e desvantagens do uso do solo grampeado de modo a justificar o seu uso para a estabilização da encosta localizada na cidade de Joinville.

Dentre as vantagens tem-se principalmente:

- Custo do projeto: Os custos relativos à construção de uma estrutura de solo grampeado em relação aos custos apresentados por uma cortina

atirantada são bastante reduzidos, tal qual pode ser visto na Figura 32 (SILVA, 2009);

Figura 32 - Custo relativo para a execução de cortina atirantada e solo grampeado



Fonte: adaptado de Silva, 2009

- Equipamento de construção: Os equipamentos de construção utilizados são relativamente pequenos, móveis e não produzem ruídos excessivos. Tais equipamentos se mostram adequados para diferentes áreas, seja urbana na qual existem restrições para a produção de ruído, vibração, entre outros, assim como para áreas de acesso problemático que impediriam ou tornariam mais difícil a execução de outros tipos de projetos de contenção (BRUCE e JEWELL, 1986);
- Velocidade de execução: Desde que usados os equipamentos adequados para a execução do projeto, tal como visto no tópico relacionado ao processo executivo, a injeção dos grampos no solo pode ser feita de modo bastante rápido, exceto quando o revestimento é de concreto e necessita-se realizar a montagem das armaduras (ORTIGÃO et al., 1993). Assim, em relação a outros métodos, o grampeamento de solo apresenta grande vantagem;
- Deformabilidade: As estruturas de solo grampeado são estruturas flexíveis que tem a capacidade de acomodar deformações, o que faz este método

mais adaptável as condições do solo que o circunda, bem como apresenta maior resistência aos recalques diferenciais e totais (SPRINGER, 2006);

- Flexibilidade: Conforme mostrado no trabalho de Silva (2009), este modo de contenção permite grande adaptação ao terreno circundante, bem como, fazer modificações no parâmetro relacionado a inclinação da encosta e adaptar o projeto a certas condições de distribuição e dimensionamento de grampos.

Dentre desvantagens se tem:

- Tipo de solo: O solo deve possuir alguma coesão de modo a se manter estável por um determinado período até que os grampos possam ser instalados. Outro fator que impede a execução do método é a existência de solos consideravelmente expansíveis ou com alto teor de argila (SPRINGER, 2006);
- Deformabilidade: Esta mesma característica foi anteriormente mostrada como uma vantagem do sistema de solo grampeado, porém determinados projetos que vão ser instalados nas proximidades desta estrutura de contenção não admitem deformações (ORTIGÃO et al., 1993). Deste modo, a execução de tais empreendimentos nas proximidades de obras desta natureza seria inviabilizada ou iria requerer que ancoragens fossem executadas juntamente ao solo grampeado;
- Nível freático: A presença de um nível freático alto requer que medidas sejam aplicadas de modo a realizar o rebaixamento do nível da água. A ocorrência de um alto nível freático interferiria no processo de escavação, na resistência de cisalhamento existente entre solo e reforço, bem como eventuais processos de corrosão dependendo da qualidade dos grampos e ação química do solo circundante (SPRINGER, 2006).

2.5 FACE DE REVESTIMENTO DA ENCOSTA: CONCRETO PROJETADO X TELAS METÁLICAS COM COBERTURA VEGETAL

Dentre as duas metodologias apresentadas neste trabalho para revestimento da face exposta da encosta estão o concreto projetado e o uso de telas metálicas

com possibilidade de cobertura com vegetação. A seguir serão apresentadas as principais funções dos constituintes de cada método de revestimento.

2.5.1 Constituintes e função

Quando ocorre o uso de concreto projetado os principais materiais envolvidos na sua construção e função são:

- Concreto: O concreto utilizado se compõe de misturas de cimento, água e agregados tais como areia média e pedriscos, onde o produto final obtido pelo misturador e bomba de projeção é aplicado na face do talude. Dentre as funções desempenhadas pelo concreto na face da encosta está a de garantir o controle de processos erosivos do terreno. Como método de cobertura é ainda a metodologia mais utilizada, porém para fins de reforço estrutural não desempenha grande papel neste tipo de obra (SILVA, 2009). Vale ressaltar que o cimento a ser utilizado para mistura pode ser de diferentes naturezas, como o comum, o pozolânico, o de alta resistência inicial (ARI), entre outros, de acordo com o que é especificado para cada projeto. Por fim, é esperada geralmente uma resistência por volta de 15 MPa para o concreto utilizado (SOLOTRAT, 2009).

- Telas eletrossoldadas: Tais telas são constituídas de aço e eficientes no que diz respeito a resistir à tração gerada por oscilação térmica do próprio concreto (FRANCO, 2010). Segundo Solotrat (2009), este tipo de material ainda que usado hoje, será potencialmente substituído pelas misturas entre concreto e fibras metálicas ou fibras sintéticas, uma vez que a instalação de tais grades é morosa e pode refletir no aparecimento de vazios atrás das mesmas pelo fato de o concreto não ter sido espalhado convenientemente.

- Fibras metálicas ou sintéticas: Tendo em vista os inconvenientes da aplicação das telas eletrossoldadas, fez-se início do uso de fibras metálicas ou sintéticas de polipropileno misturadas ao concreto de modo a otimizar o tempo de execução da cobertura da face, assim como reduzir os efeitos de falha causados por exemplo, pela criação de vazios atrás das telas metálicas. O resultado obtido é uma mistura homogênea com maior ductilidade e maior resistência a tração, que traz

vantagens na redução do tempo de trabalho e volume de concreto envolvido (GEORIO, 1999).

Ainda que o concreto projetado represente a principal forma de revestimento da face das encostas quando o solo grampeado é utilizado, o uso de telas metálicas está em crescimento devido a um maior apelo por meios sustentáveis (com possibilidade de revegetação), bem como desenvolvimento de obras com melhor aspecto estético. Deste modo, e de acordo com o novo sistema de estabilização utilizando telas de aço de alta resistência, conforme Cala et al. (2012), os principais constituintes deste método e funções são:

- Telas de aço de alta resistência: Estas telas são produzidas com diferentes teores de aço-carbono, o que as tornam mais resistentes que as demais (CALA et al., 2012). Dentre as funções desempenhadas pelas telas metálicas está o revestimento do maciço, conservando deste modo a estabilidade entre os elementos grampeados (MENEZES e CARDOSO, 2006). Segundo mesma publicação, o processo de estabilização da face se dá pelo fornecimento de suporte ao material do maciço de modo que não se mobilize entre os locais grampeados, tendo como vantagens da aplicação destas telas a adaptação a superfícies irregulares, facilidade de instalação devido ao baixo peso e prover capacidade de confinamento. Na Figura 33 pode ser visualizada a instalação e a configuração das telas metálicas de alta resistência.

Figura 33 - Preparo para instalação, assim como configuração geométrica das telas de alta resistência



Fonte: Geobrugg, 2011

- Elementos conectores: Dado o fato que as malhas são fornecidas em rolos com largura padronizada e não suficiente para realizar toda a cobertura de uma encosta, elementos de conexão são necessários para realizar a ligação de uma

malha a outra. Estes elementos têm por função promover o funcionamento do sistema quando as malhas estiverem ligadas como uma membrana uniforme, bem como garantir que a transferência de esforços entre os trechos de distintas malhas ocorra de modo efetivo, sendo isso proporcionado pelo uso de materiais da mesma natureza que os usados nas telas (CAŁA et al., 2012). Na Figura 34 podem ser verificados os elementos de conexão utilizados.

Figura 34 - Elementos conectores usados para ligação das malhas



Fonte: Geobrugg, 2011

- Placas de ancoragem: Outro elemento essencial no projeto de cobertura de encostas com telas metálicas de alta resistência são as placas de ancoragem. Tais elementos são um dos mais importantes e projetados para resistir a grandes cargas, como a pré-tensão, realizar a fixação das telas, assim como executar a melhor transmissão possível de esforços entre o solo, a malha metálica, as placas e os grampos (CAŁA et al., 2012). Na Figura 35 pode ser visualizada a instalação das placas de ancoragem, bem como a peça em detalhe.

Figura 35 - Instalação de placa de ancoragem sobre a face da encosta e peça em detalhe, respectivamente

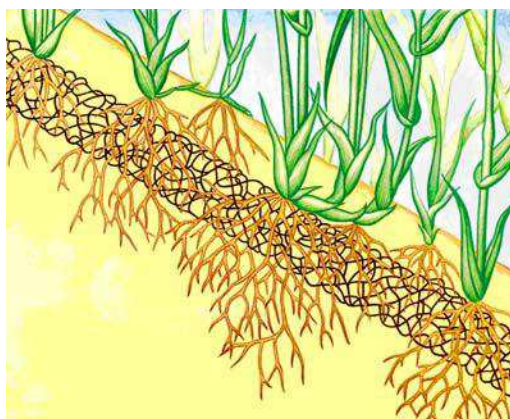


Fonte: Geobrugg, 2011

- Geomantas: O emprego de geomantas é recomendado em obras de estabilização com telas metálicas para auxiliar no controle de erosão da camada

superficial do solo, possuindo estrutura tridimensional com predominância de vazios que permitem permeabilidade (SIEIRA, 2003). Outra função desempenhada pelas geomantas é a criação de um ambiente propício ao crescimento e fortalecimento da vegetação (quando previstas em projeto), pois estes materiais geossintéticos possuem a capacidade de reter certos insumos, tais como fertilizantes e sementes para revegetação (FERRETTI et al., 2011). A Figura 36 mostra esquematicamente a interação entre o solo e a geomanta, que visa auxiliar o crescimento de vegetação, bem como reduzir o potencial erosivo da água nas camadas superficiais do maciço.

Figura 36 - Uso de geomantas para prevenção de efeitos erosivos causados pela água e auxílio para crescimento vegetativo



Fonte: Ferretti et al., 2011

2.5.2 Análise das opções de revestimento rígido e flexível e escolha para futuro projeto

A partir deste subitem serão levantados alguns parâmetros importantes para a definição do tipo de revestimento a ser utilizado na face da encosta estudada em Joinville, tais como parâmetros de ordem estética, ambiental, funcional e financeira.

- Aspectos estéticos: A possibilidade de execução de projetos de engenharia com aspectos estéticos agradáveis, associados a fatores de ordem funcional e estrutural adequados, tornam sua aplicabilidade mais desejada, como apresentam Ferretti et al. (2011), Cała et al. (2012) e Bo et al. (2015). Portanto, na perspectiva aqui analisada e tendo em vista o advento de telas metálicas de alta resistência, a introdução de projetos com o uso do último material apresentado se mostra mais

interessante que o uso de cobertura com concreto lançado, dada a possibilidade de obtenção de uma obra de engenharia com feição natural conseguida por introdução de cobertura vegetal ou menos carregada que uma obra resultante de muro de concreto.

- Aspectos ambientais: Conforme citado anteriormente neste trabalho, a utilização de telas metálicas permite o desenvolvimento de vegetação sobre o talude estabilizado, o que traz à tona o apelo sustentável procurado cada vez mais nos projetos de engenharia, pois propõe uma economia de recursos naturais, bem como mitiga os impactos ambientais que uma obra em concreto projetado causaria a uma encosta natural, como mostram Ferretti et al. (2011) e Bo et al. (2015). Relacionado à implantação de vegetação existem também os benefícios técnicos trazidos pelo plantio, tais como o reforço do solo pelas raízes, ancoragem, proteção contra erosão e controle de umidade do solo (MORETTO, 2012).

- Aspectos funcionais: Dentre os dois métodos de cobertura de encostas estabilizadas por solo grampeado apresentados neste trabalho estão as com concreto (rígido) e com telas metálicas (flexível). Como resultado de diferentes tipos de coberturas são esperados diferentes comportamentos, onde para coberturas rígidas ocorrerão menores deformações na superfície, ao passo que revestimentos com telas metálicas gerarão maiores deslocamentos (SANTOS, 2014).

- Aspectos financeiros: No quesito custo das obras o que se percebe em geral é que existe uma redução considerável no valor de execução do sistema de contenção quando são utilizadas as telas metálicas como meio de revestimento. Tal conclusão foi obtida através de consulta a algumas publicações, como Ferretti et al. (2011), que afirmam que uma redução de aproximadamente 70% do custo global de uma obra de solo grampeado foi obtida através da utilização de telas metálicas e geomantas para estabilização de um talude localizado em Angra dos Reis. Silva et al. (2010) afirmam que "O uso deste revestimento de face além de melhorar a estética da obra pode diminuir consideravelmente o seu custo global". Por fim, de acordo com Geobrugg ([20--]), o uso de telas de alta resistência é um modo econômico de execução da cobertura da face de estruturas de solo grampeado devido a sua alta resistência, facilidade de execução e eliminação do uso de drenos barbacã. Com base nas informações descritas acima, é esperado que projetos com

coberturas flexíveis apresentem menores custos que os executados com concreto projetado, porém definir a margem de economia obtida não é possível devido a diferentes metodologias de projeto utilizadas, bem como diferentes tipos de telas envolvidas no processo, cada caso específico de terreno no que diz respeito as suas propriedades geotécnicas, topográficas, etc.

- Aspectos executivos: Através de revisões bibliográficas é possível encontrar exemplos de projetos com faces feitas em concreto projetado e apresentando inclinações de 90° , como mostra a Figura 37.

Figura 37 - Contenção com solo grampeado e faceamento em concreto projetado apresentando 90° de inclinação



Fonte: Silva et al., 2010

Quanto às inclinações permitidas para projetos com revestimento flexível, não existe um valor fixo máximo estipulado, embora a opinião de alguns autores acabe convergindo. De acordo com Giacon (2011), revestimentos flexíveis não devem ser usados para taludes mais inclinados que 60° ou 70° . Para Silva et al. (2010), tais ângulos podem chegar até 60° , ao passo que Geobrugg ([2015]) em documentos técnicos não estipula um valor máximo, porém recomenda certos tipos de malhas para situações de taludes muito íngremes, tal como as telas metálicas chamadas de TECCO®. Ainda que existam as recomendações de ângulos como fornecidas anteriormente, podem ser observadas obras de sucesso no Brasil feitas com o uso de telas metálicas e cobertura vegetal em inclinações com 80° ou mais, tal como ocorreu em talude próximo a acesso do condomínio Vila Amalfi, em São Paulo (PITTA et al., 2003), como mostra a Figura 38. Vale ressaltar que tanto

Giacon (2011) como Silva et al. (2010) não especificaram exatamente o tipo de tela metálica considerada. Neste âmbito o concreto projetado leva vantagem por possuir obras de sucesso feitas com ângulos de até 90°.

Figura 38 - Talude em acesso a condomínio Vila Amalfi em São Paulo



Fonte: Pitta et al., (2003)

2.5.3 Método de dimensionamento da face de revestimento

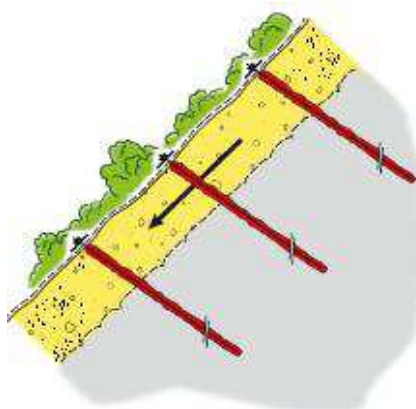
O método de dimensionamento utilizado para o revestimento flexível neste projeto consiste em uma técnica recente desenvolvida na Suíça, chamada de RUVOLUM, pois suas abordagens levam em consideração o uso de telas metálicas de alta resistência que possuem a capacidade de permitir o pré-tensionamento dos grampos, ao passo que as metodologias tradicionais de cálculo não levavam em conta esse esforço. Para isso, a referência “TECCO Slope Stabilization System and RUVOLUM Dimensioning Method”, desenvolvida por Cała et al. (2012), é utilizada para a descrição inteira do método de dimensionamento.

A vantagem de aplicação da pré-tensão nos grampos está no fato que permitirá a transferência de maiores esforços e de modo mais competente entre as telas para as placas de ancoragem, bem como das placas para os grampos. Além disso, a aplicação de pré-tensionamento no solo grampeado faz com que as placas de ancoragem, bem como as telas sejam pressionadas contra o maciço, criando deste modo um campo de pressão que atua externamente a superfície do maciço e auxilia na mobilização forças de atrito adicionais na interface tela e terreno.

De modo a gerar o novo sistema de dimensionamento duas investigações relacionadas a instabilidades de taludes são feitas, dentre elas estão análises sobre instabilidades superficiais paralelas ao talude e instabilidades locais entre os grampos.

No mérito de investigações relacionadas a instabilidades superficiais paralelas a encosta, verificações são realizadas de modo a determinar se o dimensionamento e a disposição dos grampos são suficientes de modo a evitar o escorregamento da camada de cobertura do maciço. Na Figura 39 pode ser visualizada a instabilidade ressaltada a priori.

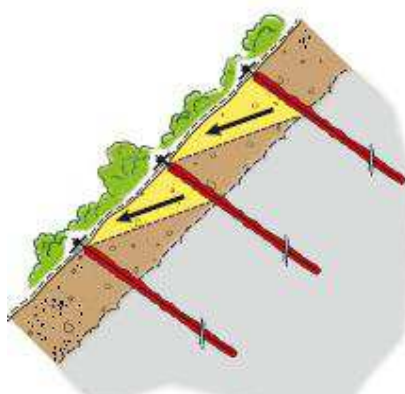
Figura 39 - Instabilidade superficial paralela a superfície da encosta



Fonte: Cala et al., 2012

Nas investigações de instabilidades locais entre grampos verifica-se a disposição dos reforços, avaliando se são suficientes para assegurar que o solo envolvido entre os grampos esteja estável. Na Figura 40 podem ser verificadas instabilidades locais entre reforços metálicos.

Figura 40 - Instabilidades locais entre grampos



Fonte: Cala et al., 2012

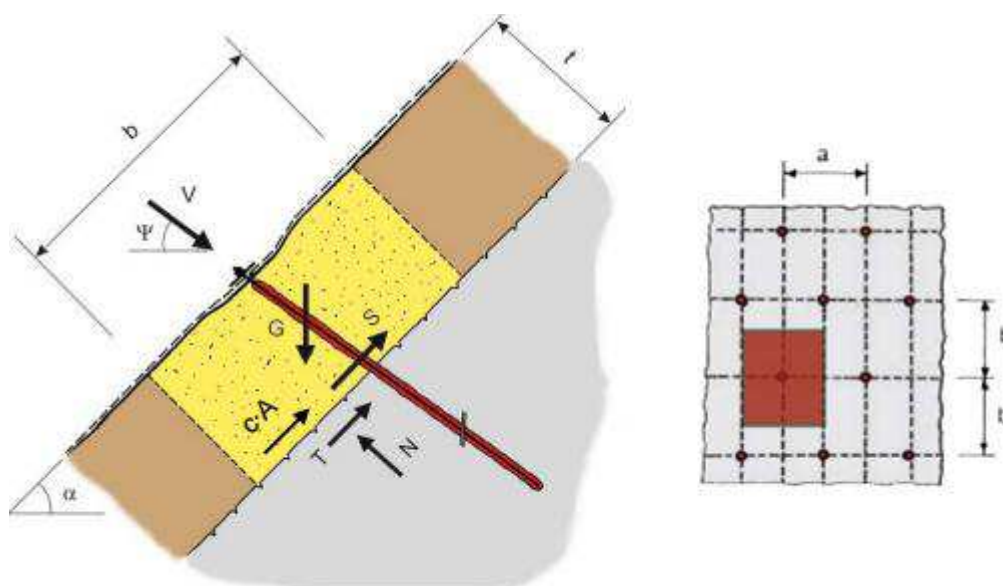
Nos subitens a seguir podem ser verificadas as investigações que precisam ser cumpridas de modo a assegurar que o dimensionamento seja executado de modo adequado.

2.5.3.1 Investigação de instabilidades superficiais paralelas à encosta

Neste tópico serão analisadas as ações causadas por instabilidades superficiais paralelas à encosta, bem como investigações sobre a capacidade da tela metálica suportar os esforços transmitidos por pré-tensão e o efeito destas duas ações combinadas.

- Verificação do grampeamento ao escorregamento de camada superficial paralela a encosta: Nesta investigação é levada em conta a análise de um corpo cúbico de solo que possui peso G , com largura a (distância horizontal entre grampos), comprimento b (metade da distância entre grampos da mesma linha na direção da superfície inclinada) e espessura de solo t , que apresente chances de escorregamento paralelo à encosta sobre uma superfície firme do subsolo. O modelo de corpo cúbico de solo, proposto em Cala et al. (2012), utilizado para análises de equilíbrio de forças pode ser verificado na Figura 41.

Figura 41 - Forças atuantes sobre o corpo de solo em análise



Onde:

S : Força de cisalhamento a ser absorvida pelo grampo;

V : Força de pré-tensão;

$c \cdot A$: força de coesão proporcionada na base do corpo em análise, sendo dada pela multiplicação da coesão do solo pela área de contato;

T, N : Forças de reação na base do corpo de peso G ;

α : Inclinação da encosta em relação ao plano horizontal;

Ψ : Inclinação dos grampos em relação ao plano horizontal.

Realizando a análise do equilíbrio de forças do corpo dado na Figura 41, assim como levando em conta os princípios de condições de falha de Mohr-Coulomb, chega-se a equação 14 proposta por Cała et al. (2012), que mostra a força cisalhante de dimensionamento S_d a ser absorvida por um grampo:

$$S_d = 1/\gamma_{mod} \cdot \{\gamma_{mod} \cdot G_d \cdot \sin \alpha - V_{dl} \cdot \gamma_{mod} \cdot \cos (\Psi + \alpha) - c_d \cdot A - [G_d \cdot \cos \alpha + V_{dl} \cdot \sin (\Psi + \alpha)] \cdot \tan \phi_d\} \quad (14)$$

Onde:

ϕ_d : Ângulo de atrito de projeto do corpo em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_ϕ , como mostra a equação 15:

$$\phi_d = \arctan (\tan \phi / \gamma_\phi) \quad (15)$$

c_d : Coesão de projeto do corpo em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_c , como mostra a equação 16:

$$c_d = c / \gamma_c \quad (16)$$

G_d : Peso de projeto do corpo em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_g , como mostra a equação 17:

$$G_d = G \cdot \gamma_y \quad (17)$$

V_{dl} : Carga de dimensionamento de pré-tensão, levando em conta fator de carga específico γ_{dl} , igual a 0,80 CEN (2004), como mostra a equação 18:

$$V_{dl} = V \cdot \gamma_{dl} \quad (18)$$

γ_{mod} : Valor de correção por incertezas do modelo.

Por fim, o valor da capacidade de suporte S_R do grampo dividido por um fator de correção γ_{SR} , deve ser comparado com a força cisalhante de dimensionamento conforme propõe Cała et al. (2012) e mostra a equação 19.

$$S_d \leq S_R / \gamma_{SR} \quad (19)$$

Onde:

S_R : Capacidade de resistência ao cisalhamento do grampo, dada também pela multiplicação do valor referente ao ponto de escoamento dos grampos quando submetido a cargas cisalhantes (τ_y), com a área efetiva da seção transversal do grampo ($A_{g,ef}$), como fornece a equação 20:

$$S_R = \tau_y \cdot A_{g,ef} \quad (20)$$

γ_{SR} : Valor de correção da resistência ao cisalhamento do grampo, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004).

Caso a condição acima seja respeitada assume-se que o projeto é seguro contra a ocorrência de instabilidades superficiais paralelas a encosta.

- Investigação da capacidade da tela metálica ao puncionamento: Esta análise avalia a capacidade da tela metálica em absorver os esforços transmitidos pela

carga de pré-tensão V , aplicada na direção dos grampos, e transferir estes mesmos esforços para camadas mais resistentes de solo.

A equação 21 se aplica para essa análise:

$$V_{dII} \leq D_R / \gamma_{DR} \quad (21)$$

Onde:

V_{dII} : Carga de dimensionamento da força de pré-tensão, que corresponde ao resultado da multiplicação de um fator majorador γ_{VII} , igual a 1,50 CEN (2004), pela carga de pré-tensão V , como mostra a equação 22:

$$V_{dII} = V \cdot \gamma_{VII} \quad (22)$$

D_R : Capacidade de resistência da tela metálica à pressão quando aplicado esforço na mesma direção dos grampos;

γ_{DR} : Valor de correção para a resistência da tela metálica, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004).

- Investigação da resistência dos grampos contra efeitos combinados: Como abordado na investigação relacionada à instabilidade superficial paralela a encosta e na resistência da tela metálica ao puncionamento, percebe-se que no primeiro caso os grampos são responsáveis por absorver esforços cisalhantes de modo a evitar que ocorra o escorregamento superficial paralelo à encosta, ao passo que na segunda investigação os grampos precisam resistir a uma carga de pré-tensionamento aplicada. Portanto, procura-se certificar neste ponto se os grampos utilizados possuem a habilidade de suportar ao efeito de cargas combinadas.

A seguir é apresentada equação condicional (23) que verifica a adequabilidade dos grampos aos esforços que são submetidos.

$$([V_{dII}/(T_R/\gamma_{VR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0,5} \leq 1,0 \quad (23)$$

Onde:

V_{dII} : Carga de dimensionamento da força de pré-tensão, resultado da multiplicação de um fator majorador γ_{VII} , igual a 1,50 (CEN, 2004), pela carga de pré-tensão V , como mostrado na equação 22;

T_R : Capacidade de resistência dos grampos quando submetidos à condição de tração pura, dada também pela multiplicação do valor referente ao ponto de escoamento do grampo quando submetido à tração (f_y), com a área efetiva da seção transversal do grampo ($A_{g,ef}$), como fornecido na equação 24:

$$T_R = f_y \cdot A_{g,ef} \quad (24)$$

γ_{VR} : Valor de correção para a resistência à tração dos grampos, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004);

S_d : Força cisalhante de dimensionamento, dada pela equação 14;

S_R : Capacidade de resistência ao cisalhamento do grampo, conforme mostrado na equação 20;

γ_{SR} : Valor de correção da resistência ao cisalhamento do grampo, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004).

2.5.3.2 *Investigação de instabilidades locais entre grampos*

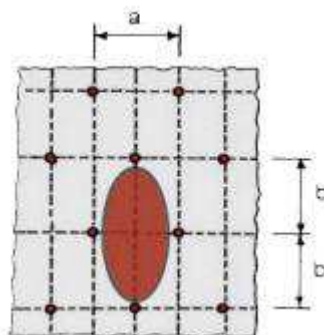
Pretende-se aqui buscar o dimensionamento de sistemas de estabilização superficiais que sejam aptos a reter massas de solo ou rocha que eventualmente fossem se romper localmente entre grampos.

De modo a proceder com essa análise é necessário estudar as possíveis massas de solo que poderiam se romper entre os grampos, bem como definir o padrão de arranjo dos reforços inseridos na encosta.

No que diz respeito ao uso de telas metálicas como método de cobertura é comum a escolha de um padrão em zigue-zague na inserção dos grampos na

encosta, com distâncias horizontais entre grampos iguais a a e distâncias verticais entre grampos da mesma linha $2b$ (direção da superfície inclinada), assim como apresentado na Figura 42. Ao evitar filas horizontais de grampos exatamente umas sobre as outras (sem zigue-zague) impede-se o movimento de massa do topo da encosta até o pé, como ocorreria caso os reforços intermediários da linha horizontal de grampos distada em b não estivessem no meio do caminho.

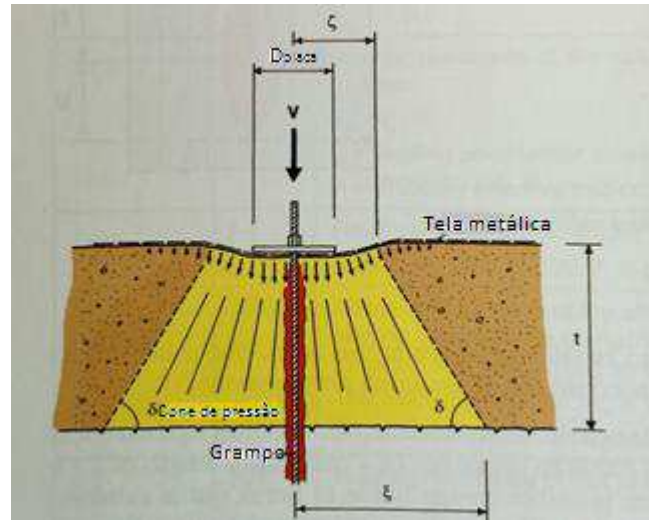
Figura 42 - Padrão das linhas de grampos na encosta



Fonte: Cala et al., 2012

Através do exposto acima, a área em que a possível ruptura local entre grampos poderia ocorrer estaria restrita a uma largura a e comprimento $2b$. Tendo em vista que o sistema a ser dimensionado estará submetido a uma carga de pré-tensão, um campo de pressão cônico truncado atuará desde a região localizada logo abaixo das placas de ancoragem até uma camada de subsolo mais resistente distante t da camada superficial. Tal campo cônico truncado gerado pela aplicação da carga de pré-tensão pode ser descrito através dos seguintes parâmetros geométricos ζ , ξ , δ (inclinação do cone em relação ao plano horizontal) e t , conforme pode ser verificado na Figura 43.

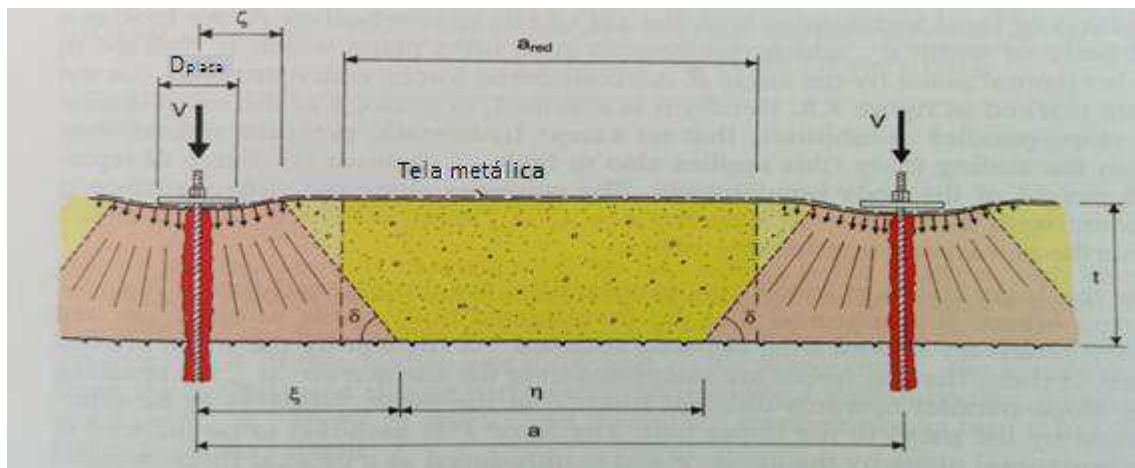
Figura 43 - Seção transversal do cone truncado de pressão



Fonte: Cala et al., 2012

O modelo de dimensionamento considera que o comprimento máximo da ruptura local é igual a $2b$, com espessura do corpo igual a t , ao passo que a largura máxima do corpo é igual a a_{red} , onde essa última corresponde à média de $a - 2 \cdot \zeta$ e $a - 2 \cdot \xi$ devido a ação do cone truncado gerado pela aplicação da carga de pré-tensão. Através da Figura 44 pode ser verificada a seção transversal do corpo utilizado para as análises.

Figura 44 - Seção transversal do corpo considerado para as análises



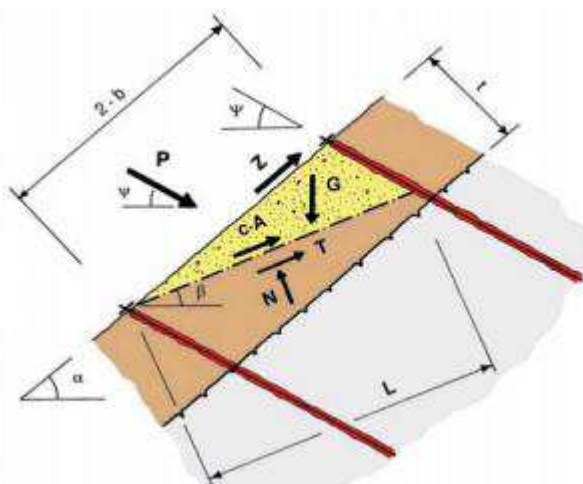
Fonte: Cala et al., 2012

Ressalta-se que para a realização da investigação de instabilidades locais entre grampos é obrigatório realizar a variação da espessura t ao longo de todo o intervalo $[0; t]$ para os corpos investigados, permitindo deste modo determinar o mecanismo de falha decisivo.

Neste ponto, dois mecanismos de falha precisam ser analisados, dentre eles os mecanismos de falha A e B, que se diferenciam principalmente quanto ao formato do corpo suscetível ao movimento de massa. A seguir ambos os mecanismos podem ser verificados.

- Mecanismo de falha A: Leva em conta um corpo único de peso G com formato de cunha, deslizando sobre uma superfície reta que liga um grampo qualquer até o próximo grampo superior (distados em $2b$), através de um ângulo β com relação ao plano horizontal. Na Figura 45 pode ser visualizado um diagrama contendo as forças envolvidas no movimento de massa aqui explanado.

Figura 45 - Corpo e esforços envolvidos no mecanismo de falha A



Fonte: Cala et al., 2012

Onde:

L : Comprimento da base do corpo susceptível ao movimento no mecanismo de falha A;

Z : Força externa de estabilização causada por fricção da tela metálica pressionada contra o solo ao longo da área $2b \cdot a_{red}$;

P : Força externa de estabilização causada pela ação da tela metálica;

$c \cdot A$: força de coesão proporcionada na base do corpo em análise, sendo dada pela multiplicação da coesão do solo pela área de contato, onde a área A é igual a:

$$A = L \cdot a_{red} \quad (25)$$

T, N : Forças de reação na base do corpo de peso G ;

α : Inclinação da encosta em relação ao plano horizontal;

β : Inclinação do plano crítico para o mecanismo de falha;

Ψ : Inclinação dos grampos em relação ao plano horizontal.

Realizando a análise do equilíbrio de forças do corpo mostrado na Figura 45, assim como levando em conta os princípios de condições de falha de Mohr-Coulomb, Cała et al. (2012) apresentam a equação 26 que contém o maior esforço cisalhante de dimensionamento P_d a ser suportado pela tela metálica na região do grampo inferior, determinado por meio da variação da inclinação β do plano crítico.

$$P_d = \frac{G_d \cdot [\gamma_{mod} \cdot \text{sen } \beta - \cos \beta \cdot \tan \phi_d] - Z \cdot [\gamma_{mod} \cdot \cos(\alpha - \beta) - \text{sen}(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi_d]}{\gamma_{mod} \cdot \cos(\beta + \Psi) + \text{sen}(\beta + \Psi) \cdot \tan \phi_d} \quad (26)$$

Onde:

ϕ_d : Ângulo de atrito de projeto do corpo em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_ϕ , como mostrado na equação 15;

c_d : Coesão de projeto do corpo em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_c , como mostrado na equação 16;

G_d : Peso de projeto do corpo em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_g , como mostrado na equação 17;

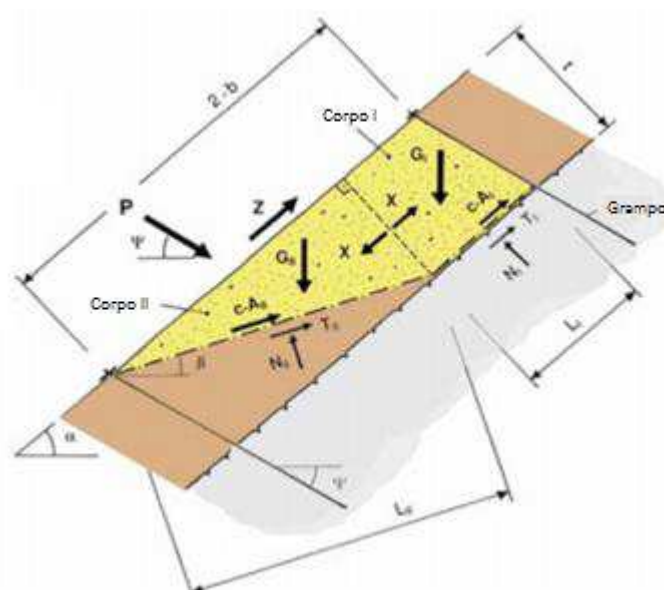
V_{dl} : Carga de dimensionamento de pré-tensão, levando em conta fator de carga específico γ_{dl} , como mostrado na equação 18;

γ_{mod} : Valor de correção por incertezas do modelo.

- Mecanismo de falha B: Conta com a análise de um escorregamento que envolve a ação de dois corpos, conforme mostrado na Figura 46. O corpo superior de formato trapezoidal, também chamado de corpo I, pressiona o corpo II localizado abaixo através de uma superfície de contato, sendo que o formato deste último corpo é do tipo cunha.

As forças envolvidas nesta análise são as mesmas que ocorrem para o mecanismo de falha A, porém com o acréscimo do esforço X que corresponde à força de contato existente entre os corpos I e II, bem como especificação dos pesos (G), áreas (A), forças normais e tangenciais (N e T , respectivamente), e comprimentos de contato dos corpos (L), acompanhados de subíndices que especificam a qual corpo pertencem (I ou II), assim como pode ser verificado na Figura 46.

Figura 46 - Corpos e esforços envolvidos no mecanismo de falha B



Fonte: Cała et al., 2012

Desta forma, por análise do equilíbrio de forças em ambos os corpos, assim como tendo em consideração os princípios de condições de ruptura de Mohr-Coulomb, Cała et al. (2012) apresentam as equações 27 e 28 para os esforços X e P_d :

$$X = 1/\gamma_{mod} \cdot \{G_{Id} \cdot (\gamma_{mod} \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi_d) - c_d \cdot A_I \quad (27)$$

$$P_d = \frac{G_{II d} \cdot [\gamma_{mod} \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \phi_d] + (X - Z) \cdot [\gamma_{mod} \cdot \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta)]}{\gamma_{mod} \cdot \cos(\beta + \Psi) + \sin(\beta + \Psi) \cdot \tan \phi_d} \quad (28)$$

Onde:

G_{Id} : Peso de projeto do corpo I em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_y , como mostra a equação 29:

$$G_{Id} = G_I \cdot \gamma_y \quad (29)$$

$G_{II d}$: Peso de projeto do corpo II em análise, levando em conta fator de segurança parcial γ_y , como mostra a equação 30:

$$G_{II d} = G_{II} \cdot \gamma_y \quad (30)$$

A_I : Área de contato do corpo I com o subsolo, como mostra a equação 31:

$$A_I = L_I \cdot a_{red} \quad (31)$$

A_{II} : Área de contato do corpo II com o subsolo, como mostra a equação 32:

$$A_{II} = L_{II} \cdot a_{red} \quad (32)$$

De modo a se encontrar o maior esforço P_d a ser suportado pela tela metálica na região do grampo inferior, faz-se a mesma abordagem executada no mecanismo de falha A, ou seja, variação da inclinação β do plano crítico.

Posteriormente a obtenção dos valores de P_d para os mecanismos de falha A e B, atribui-se ao maior valor obtido das duas análises como mecanismo de falha decisivo. A partir da determinação do esforço P_d do mecanismo de falha decisivo, finaliza-se com mais duas investigações de modo a verificar a adequabilidade do projeto as cargas atuantes, dentre elas a prova da capacidade de suporte da tela metálica a cargas cisalhantes na região do grampo inferior e a prova quanto à

capacidade de transmissão do esforço Z para o grampo superior, assim como segue.

- Verificação da capacidade de suporte da tela metálica a cargas cisalhantes na região do grampo inferior: Procura-se verificar se a carga de projeto P_d (força de retenção necessária) na tela metálica está dentro dos limites que o sistema de proteção superficial pode suportar. Para isso se realiza a seguinte comparação:

$$P_d \leq P_R / \gamma_{PR} \quad (33)$$

Onde:

P_d : Valor máximo de dimensionamento do esforço cisalhante a ser retido pela malha metálica na porção do grampo inferior envolvido no movimento de massa local;

P_R : Capacidade de resistência da tela metálica contra esforços cisalhantes aplicados na direção dos grampos;

γ_{PR} : Valor de correção da resistência da tela metálica para o esforço solicitado, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004).

- Verificação quanto à capacidade de transmissão do esforço Z para o grampo superior: O esforço Z apresentado anteriormente, que representa um esforço resistente ao movimento de massa, causado pela fricção proporcionada pela tela metálica e o solo, deve ser transmitido adequadamente para a placa de ancoragem localizada no grampo superior. Para fins de avaliação desta verificação o cumprimento da equação 34 deve ser satisfeita.

$$Z \leq Z_R / \gamma_{ZR} \quad (34)$$

Onde:

Z : Esforço paralelo à superfície da encosta causado por meio de fricção da tela com o solo;

Z_R : Capacidade de suporte da tela metálica a tensões aplicadas ao longo de seu eixo longitudinal;

γ_{ZR} : Valor de correção da resistência da tela metálica para tensões aplicadas ao longo do eixo longitudinal, sendo geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004).

Assim que são cumpridos todos os requisitos dos itens 2.5.3.1 e 2.5.3.2, admite-se que o projeto conduz a uma solução adequada para suportar as solicitações impostas pela encosta tanto quanto a instabilidades superficiais paralelas a superfície, quanto para instabilidades locais entre grampos.

2.5.4 Exemplos de aplicação de solo grampeado no Brasil

A evolução da técnica de solo grampeado no Brasil pode ser dividida em dois diferentes períodos, no qual o primeiro se constituiu na execução de projetos de contenção de forma empírica e com base na experiência de construtores de túneis da metodologia NATM (*New Austrian Tunneling Method*), ao passo que o segundo período é marcado por projetos feitos de forma racional através do uso dos métodos equilíbrio limite para dimensionamento (SILVA, 2009). O primeiro registro que se tem sobre o uso de solo grampeado no Brasil data da década de 1970, onde construtores de túneis faziam a aplicação de grampos de forma intuitiva (ORTIGÃO et al., 1993). Segundo os mesmos autores, dentre as primeiras aparições de tal método de estabilização estão os realizados em taludes de barragens em Xavantes (SP), emboque do túnel 5 do sistema Cantareira e taludes da rodovia dos Imigrantes, em São Paulo.

Muitos outros projetos foram executados no Brasil, porém uma obra merece destaque pela importância trazida no processo de duplicação da BR-101 em Santa

Catarina, bem como pelo fato de ter sido uma obra recente de solo grampeado com associação de telas metálicas e cobertura vegetal. Trata-se do emboque norte do túnel sob o Morro Agudo, no município de Paulo Lopes. A obra de estabilização por solo grampeado foi necessária devido à ocorrência de deslizamentos superficiais de solo, causados por aterros executados sobre argila mole após a escavação do túnel em rochas duras. A obra final teve cobertura de uma área total de 5670 m², com ancoragens espaçadas horizontalmente em 2 metros (*a*) e verticalmente em 2,5 metros (*b*), no qual a tela metálica utilizada é do mesmo modelo apresentado na Figura 33, com 3 milímetros de diâmetro, podendo a obra ser verificada nas Figuras 47 e 48 (GEOBRUGG, [2009?]).

Figura 47 - Obra de estabilização por solo grampeado e cobertura com telas metálicas e vegetação em Paulo Lopes



Fonte: Geobrugg, [2009?]

Figura 48 - Detalhe das telas metálicas no emboque norte do Morro Agudo, em Paulo Lopes



Fonte: Geobrugg, [2009?]

Outro projeto de sucesso realizado no Brasil está localizado na cidade de Carajás, no estado do Pará, onde telas metálicas de alta resistência foram usadas para o cobrimento de talude com inclinação próxima a 90° (GEOBRUGG, [2010?]), conforme pode ser verificado na Figura 49.

Figura 49 - Projeto executado para estabilização de talude com inclinação próxima a 90°



Fonte: Geobruigg, [2010?]

A execução da obra se deu pela necessidade de prover proteção para rodovia e linha ferroviária usadas no transporte de minérios de ferro. Fato interessante deste projeto é a existência de estrutura de contenção do tipo cortina atirantada no topo do talude, ao passo que no restante do maciço terroso é observada a associação de solo grampeado com cobrimento por telas metálicas de alta resistência e geogrelha para realização do controle de erosão, sendo a tela metálica constituída por fios que possuem 3 milímetros de diâmetro (GEOBRUGG, [2010?]).

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO DO TERRENO

A área de estudo se situa na cidade de Joinville, mais precisamente no bairro Iririú, nas coordenadas geográficas $26^{\circ}16'11.5''S$ e $48^{\circ}49'41.2''O$, tendo como acesso a Rua Manoel de Miranda Coutinho. Tanto a rua descrita anteriormente, como boa parte dos bairros Iririú, Aventureiro, Bom Retiro, Saguacu, Jardim Iririú e Jardim Sofia cercam o morro do Iririú, no qual o processo de ocupação territorial da cidade, bem como a atuação de condicionantes naturais levaram a formação de encostas, algumas dessas potencialmente sujeitas a instabilidades superficiais e/ou profundas. Nas Figuras 50, 51 e 52 podem ser verificadas imagens da encosta a ser analisada, onde em algumas figuras já são perceptíveis indícios de instabilidades anteriores, como o acúmulo de solo pouco consolidado ao longo da altura da encosta. A imagem de satélite (Figura 53) mostra o avanço da cidade no entorno da elevação anteriormente citada.

Figura 50 - Encosta de alta inclinação localizada próxima a construções residenciais



Fonte: Acervo do autor

Figura 51 - Acúmulo de material terroso ao longo da encosta exposto aproximadamente por sombreamento amarelo e existência de vegetação pendida no topo



Fonte: Acervo do autor

Figura 52 - Visão panorâmica da encosta localizada no bairro Iririú



Fonte: Acervo do autor

Figura 53 - Avanço dos bairros nos entornos do Morro do Iriirú



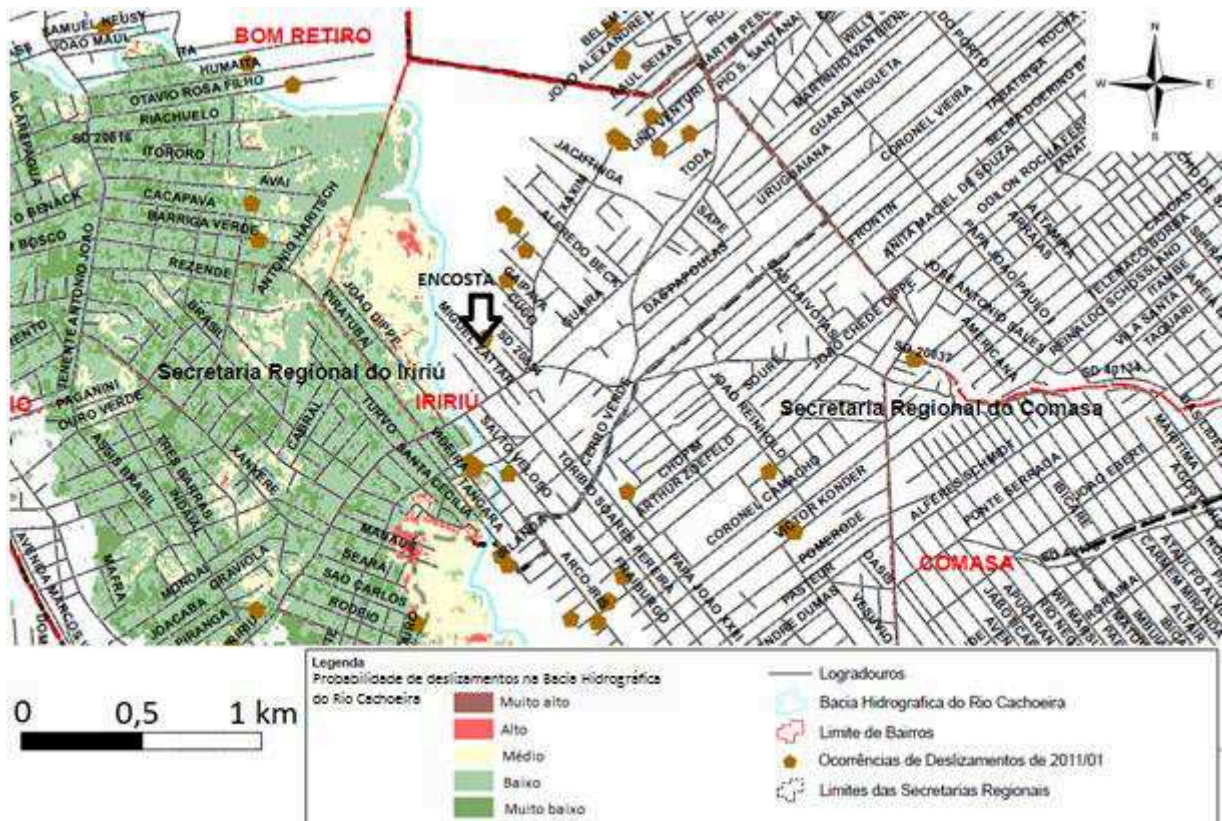
Fonte: Google Maps

3.2 CONTEXTUALIZAÇÃO DA ÁREA DA ENCOSTA

Estudos associados à estabilidade de encostas têm sido desenvolvidos em muitos municípios catarinenses, devido a ocorrência de desastres naturais desse tipo ao longo dos últimos anos (condicionados principalmente pela ação antrópica e hidrológica), com ênfase aos incidentes ocorridos em 2008, especialmente no Vale do Itajaí.

Em 2011, a Prefeitura Municipal de Joinville em associação com a Defesa Civil local desenvolveu um mapa municipal intitulado “Susceptibilidade e Ocorrências de Movimentos de Massa” (PMJ, 2011), no qual diferencia áreas da cidade através de cores conforme a maior ou menor possibilidade de deflagração de movimentos de massa, como pode ser verificado na Figura 54 que mostra uma pequena seção do mapa original que inclui a área do morro do Iriirú.

Figura 54 - Mapa de susceptibilidade de ocorrência de movimentos de massa



Fonte: adaptado de PMJ, 2011

Conforme pode ser observado na Figura 54, a região do morro do Iriirú é classificada com média probabilidade de ocorrência de movimentos de massa na sua maior área, com exceção em algumas porções classificadas com alta probabilidade de deslizamentos. Ainda em relação à mesma figura, observa-se que na Rua Manoel de Miranda Coutinho já foi reportada a ocorrência de movimentos de massa, o mesmo valendo para outras ruas paralelas e próximas, tal como Rua Antônio Gomes de Oliveira que dista aproximadamente 500 metros da encosta em estudo, onde 3 ocorrências de instabilidades já foram reportadas.

Os dados apresentados nos dois parágrafos anteriores são reforçados por outras publicações, como aparece em relatório da prefeitura municipal de Joinville e preparado pela FUNDEMA ([2011?]), ressaltando que:

“Conforme levantamento pedológico da prefeitura de Joinville, adverte-se para os já presentes riscos de deslizamentos nas ruas de acesso aos morros Boa Vista e Iriirú, perpendiculares à avenida principal”.

Outros aspectos importantes contribuem para a análise do maciço encontrado na Rua Manoel de Miranda Coutinho, como será apresentado no subitem relacionado à pedologia (3.4), no qual os solos locais do tipo neossolo litólico têm sua ocorrência natural em regiões íngremes com a possibilidade de erosões hídricas intensas, fatores esses que facilitam o desencadeamento de movimentos de massa, requerendo deste modo que monitoramento e mesmo obras de contenção sejam desenvolvidos nestes lugares.

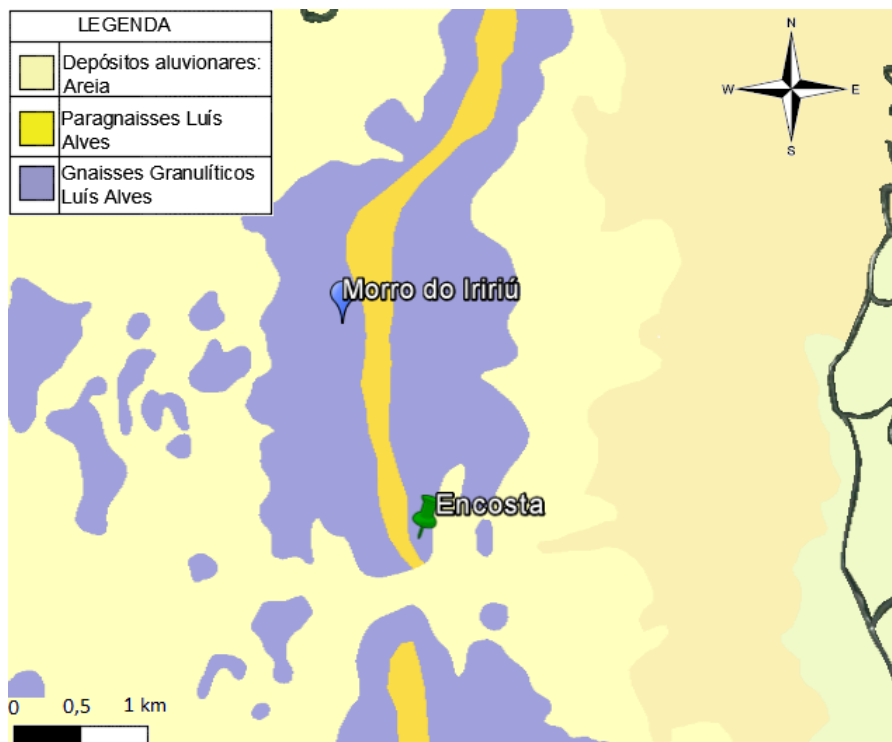
Somados aos aspectos anteriores existem ainda as Figuras 51 e 52 apresentadas no início do capítulo 3, subitem 3.1, nas quais se percebe que instabilidades já ocorreram anteriormente, dada a presença de solo mobilizado ao longo da encosta, bem como pela presença de vegetação pendida e raízes expostas em partes do topo da encosta.

Outra obra que aponta indiretamente para a necessidade de se avaliar as regiões suscetíveis a movimentos de massa é o livro escrito por Silveira et al. (2009), no qual um levantamento entre os anos de 1851 até 2008 foi realizado, mostrando que nesse período de 157 anos em 111 deles houveram registros de inundações na cidade de Joinville, permitindo concluir que a região é periodicamente atingida por chuvas intensas.

3.3 GEOLOGIA LOCAL

Como meio de obtenção de informações geológicas referentes ao local em estudo, executou-se uma consulta aos bancos de dados do Serviço Geológico Brasileiro (CPRM, [20--]). O mapa que corresponde à folha SG.22-Z-B evidencia três principais tipos de formações geológicas localizadas a menos de 150 metros do local onde se encontra a encosta, dentre elas estão os paragneisses Luís Alves, os gnaisses granulíticos Luís Alves e os depósitos aluvionares de areia, como pode ser visualizado na Figura 55.

Figura 55 - Formações geológicas encontradas no entorno da encosta estudada

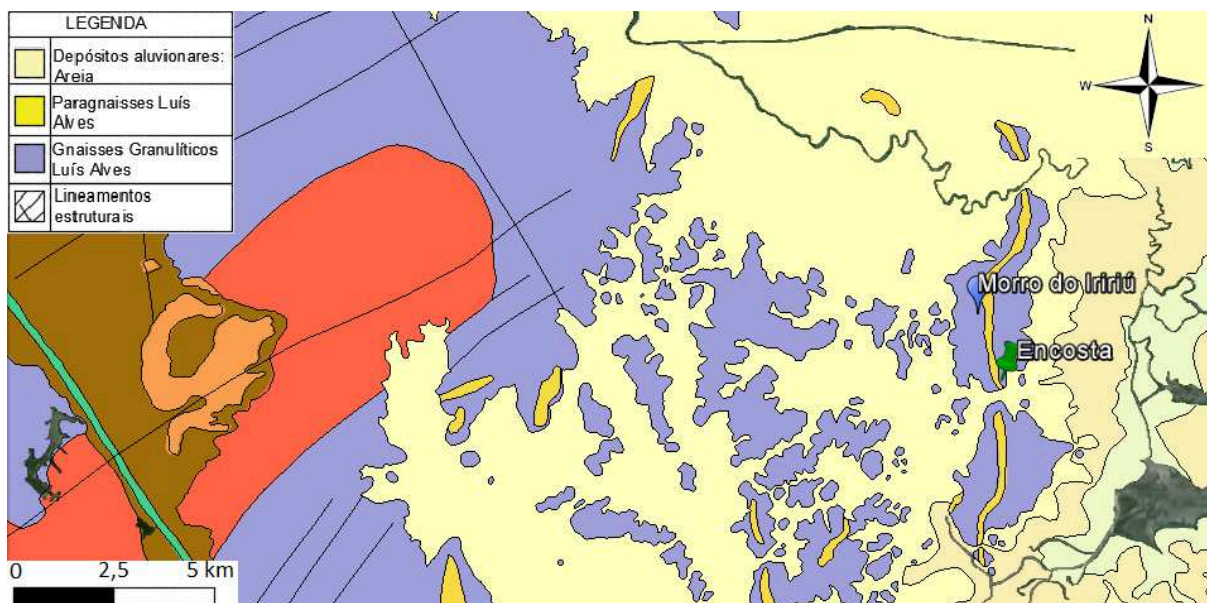


Fonte: adaptado de Google Earth

Como pode ser observada na Figura 55, a geologia do Morro do Iriirú se constitui principalmente por rochas metamórficas de alto grau constituintes do Complexo Granulítico de Santa Catarina ou também conhecido como Complexo Luís Alves (FUNDEMA, [2011?]). Tal complexo está incluso na região nordeste de Santa Catarina, percebendo-se nessa região duas fases bem distintas de evolução da sua crosta, na qual a primeira fase se refere ao surgimento do embasamento cristalino, iniciado no Pré-Cambriano até o final do Neoproterozóico, dado principalmente pela predominância de processos magmáticos e metamórficos, ao passo que o segundo período de evolução correspondente à elaboração da camada sedimentar, tendo como início o período Cenozóico até o atual (Holoceno) (KAUL e TEIXEIRA, 1982).

Os terrenos rochosos da região que inclui o Complexo de Luís Alves são marcados pela presença de algumas falhas, formando elas dois sistemas principais que se expandem nas direções NE-SO e NO-SE, caracterizadas como de transtensão (VIEIRA, 2008). Com relação aos mapas temáticos fornecidos pelo CPRM, existe a possibilidade de se expor os lineamentos estruturais para a cidade de Joinville e região que incorpora boa parte do complexo de Luís Alves, assim como aparece na Figura 56.

Figura 56 - Lineamentos estruturais expostos e concentrados na metade esquerda da imagem (locais de maiores altitudes), bem como área do morro do Iririú evidenciada na metade direita da figura



Fonte: adaptado de Google Earth

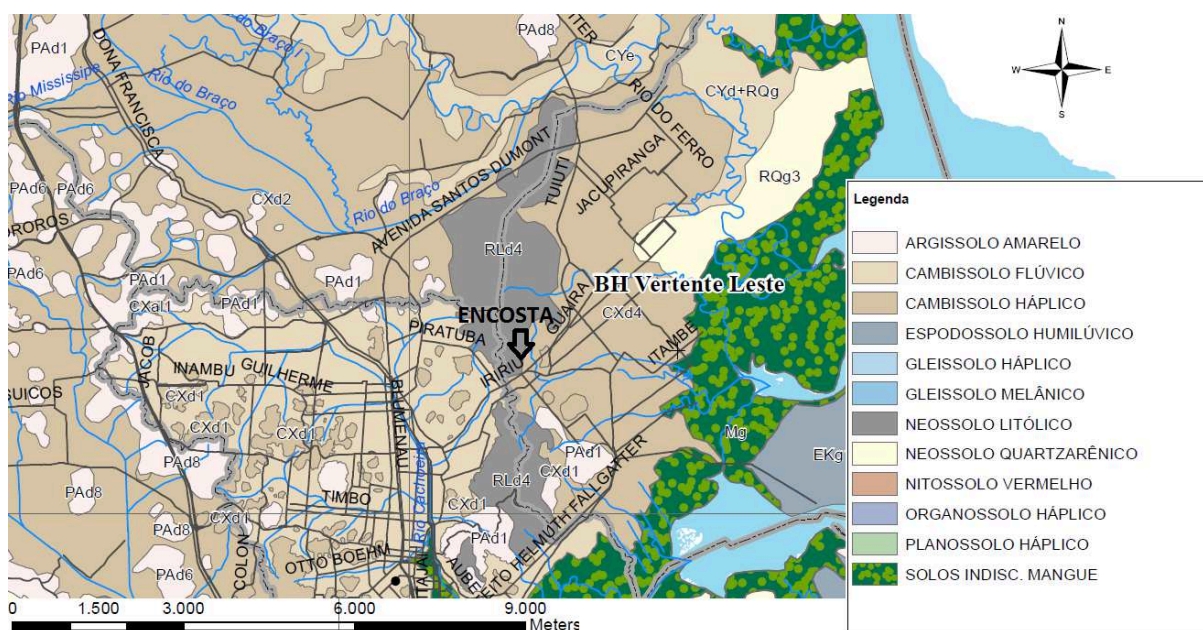
Mais precisamente em relação ao Morro do Iririú, existe uma associação de rochas metamórficas, nas quais afloram os gnaiss de estrutura foliada ou bandada, geralmente apresentando cores cinza em virtude da presença de minerais do tipo anfibólio e piroxênio e salpicadas por minerais brancos como o plagioclásio, ao passo que os paragneiss são em geral bastante raros e contém minerais do tipo calciossilicáticos (KAUL et al., 2002). Na amostra de Figuras 50, 51 e 52 e conforme cita FUNDEMA ([2011?]), percebe-se no local da encosta que já houve um processo de intemperização acentuado nas rochas, gerando uma camada superficial de solo com a maioria dos minerais já transformados em argila.

3.4 PEDOLOGIA LOCAL

A encosta em estudo está incluída em uma extensa área que é pertencente à bacia hidrográfica Independente da Vertente Leste, na qual há predominância de cobertura pedológica formada por solos do tipo argissolo, cambissolo e neossolo litólico, variando em níveis de desenvolvimento pedogenético alto, médio e baixo, respectivamente (FUNDEMA, [2011?]).

Dado o fato que a área de abrangência da bacia é muito grande, na ordem de 94,93 km² ou aproximadamente 8,4% da área do município (MAIA et al., 2014), realizou-se uma pesquisa de modo a determinar mais precisamente quais tipos de solos ocorrem na encosta em análise. Segundo dados de Uberti e Sartor (2012), nas proximidades do terreno da encosta há a influência mais intensa de solos do tipo neossolo litólico e cambissolo háplico, conforme pode ser verificado na Figura 57.

Figura 57 - Mapa pedológico de Joinville



Fonte: adaptado de Uberti e Sartor, 2012

Alguns pontos importantes merecem ser ressaltados sobre os dois tipos de solos apresentados no parágrafo anterior com respeito as características morfológicas, físicas dos terrenos que os contêm, assim como recomendações gerais de uso dessas áreas.

As formações de neossolo litólico RLd4 possuem texturas argilosas e ocupam regiões de terrenos montanhosos, havendo relacionamento deste relevo diretamente com o desenvolvimento pedogenético baixo, com perfis rasos e sequência incompleta de horizontes, assim como sendo caracterizados por serem solos bem drenados com presença moderada de rochosedades e pedregosidades (UBERTI, 2011). Salienta-se ainda no mesmo documento que dentre propriedades físicas de locais com presença de neossolo litólico estão grandes declividades na ordem de 45 a 75% (decorrente de relevo montanhoso), propondo-se a isto como um lugar onde riscos de erosão hídrica podem se apresentar como intensos. Por fim, e associado à

configuração física e potencial erosivo desta formação pedológica, o relatório municipal (UBERTI, 2011) traz como recomendação geral de terrenos com presença de neossolo litólico o monitoramento permanente e medidas preventivas de contenção de encostas nestas áreas, dada a presença de construções residenciais próximas, bem como preservação da mata nativa ou recuperação da mesma quando retirada.

Por fim, nas proximidades da encosta existe a presença do cambissolo háplico CXd4. Tal tipo de formação pedológica apresenta textura argilossiltosa, com perfis que variam de medianamente espessos a espessos e com sequência completa de horizontes, sendo que nestes solos ocorre a ausência de pedregosidades, assim como são caracterizados por serem solos com drenagens imperfeitas (UBERTI, 2011). Segundo mesma publicação, o relevo nestas regiões é caracterizado por ser plano, em geral não ultrapassando 3% de inclinação.

3.5 DADOS GEOTÉCNICOS

De modo a se proceder com o dimensionamento da estrutura de contenção no capítulo 4, houve a necessidade de se executar a coleta de uma amostra de solo na encosta do morro do Iririú, dado que valores do ângulo de atrito, coesão e peso específico se fazem obrigatórios.

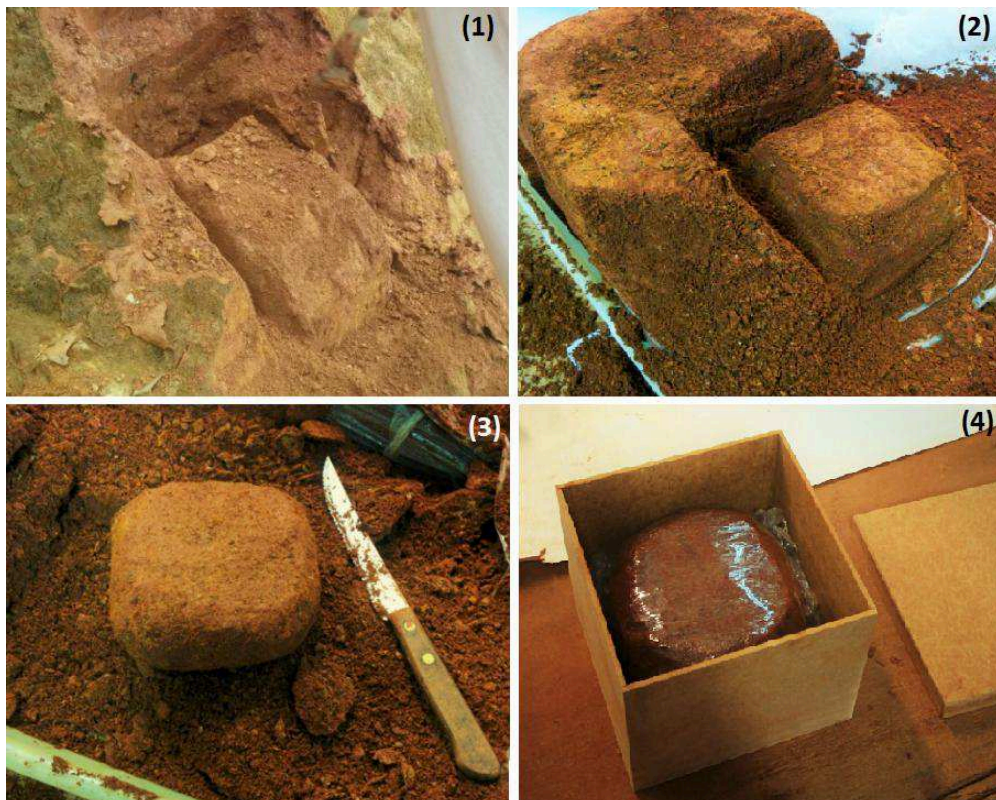
A coleta realizada se constituiu na obtenção de um bloco indeformado de solo e posterior preparação de amostras para um ensaio de cisalhamento direto. A realização deste tipo de amostragem é dada pela necessidade de se encontrar parâmetros geotécnicos representativos da condição natural de ocorrência deste solo. Para a obtenção do bloco indeformado de solo se realizou um conjunto de etapas com o auxílio de técnicas e equipamentos apropriados, tais como:

- Retirada da camada mais superficial do solo intemperizada e estruturalmente modificada;
- Escavações suaves ao longo das faces do bloco até o destacamento correto da base por escavações;

- Acondicionamento adequado do bloco de modo a proteger contra efeitos da perda de umidade, bem como prover segurança no transporte contra possíveis choques.

Como resultado do bloco extraído da encosta foram preparadas no laboratório da UFSC (Campus Joinville), 5 amostras menores de solos para serem enviadas para análises no laboratório de geotecnia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LageoTec - UFRGS), possuindo estas amostras dimensões tais que permitiriam moldagem de corpos de prova menores, na ordem de 6 centímetros de diâmetro e 2 centímetros de espessura. Na Figura 58 mostra-se o processo de preparação das amostras, enquanto que na Figura 59 é mostrado um corpo de prova preparado para execução de ensaio de cisalhamento direto.

Figura 58 - (1) Entalhamento do bloco com escavações nas faces laterais; (2) Preparação de amostras de solo menores para envio para o laboratório de geotecnia da UFRGS; (3) Amostra pronta; (4) Acondicionamento de amostras envolvidas por plástico PVC em caixas rígidas totalmente preenchidas com plástico bolha e espuma



Fonte: acervo do autor

Figura 59 – Amostra de solo moldada em anel no laboratório da UFRGS para realização de ensaio de cisalhamento direto

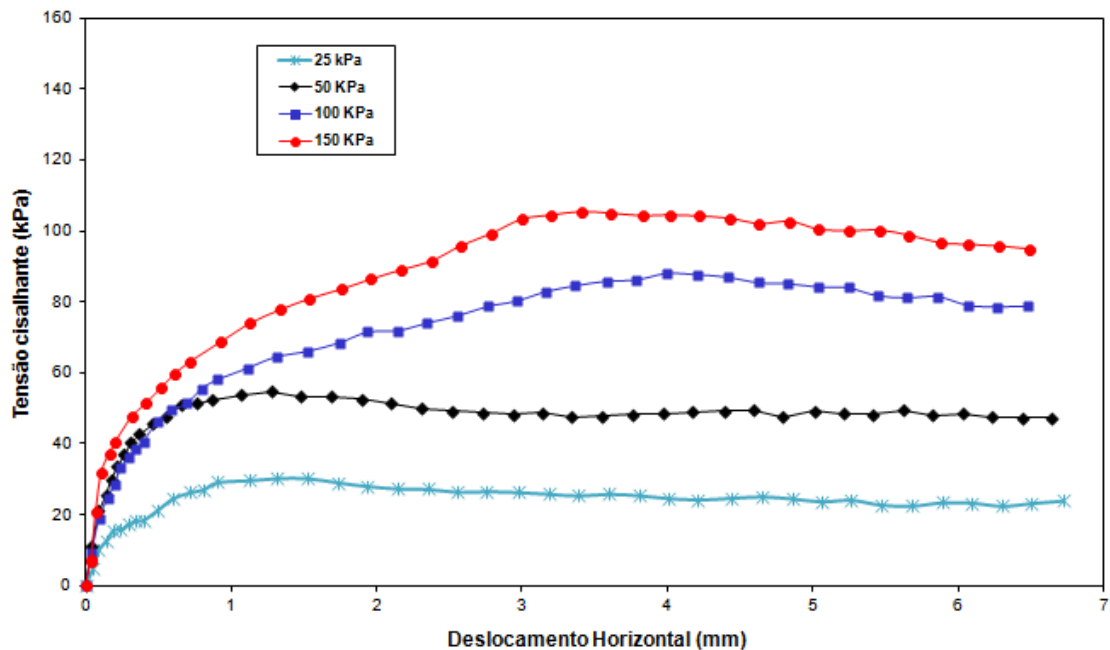


Fonte: UFRGS, 2016

Os ensaios de cisalhamento direto foram efetuados conforme recomendações da norma técnica ASTM D3080/1998. Foram empregadas tensões normais de 25, 50, 100 e 150 kPa. A velocidade de cisalhamento foi da ordem de 1,25 mm/h.

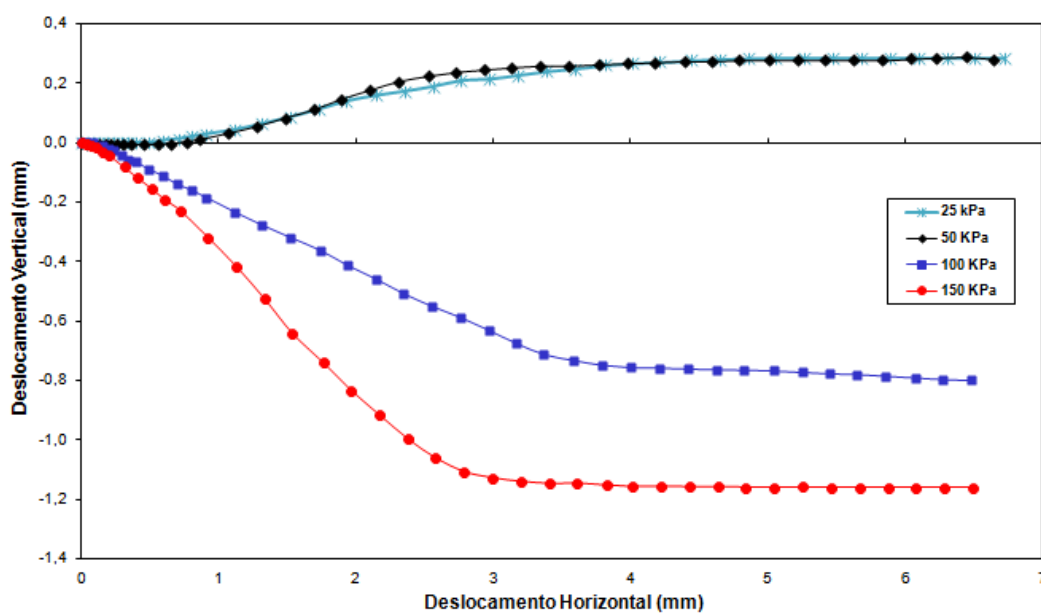
As Figuras 60, 61 e 62 mostram as curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e a envoltória de ruptura, respectivamente.

Figura 60 – Tensão cisalhante x Deformação horizontal



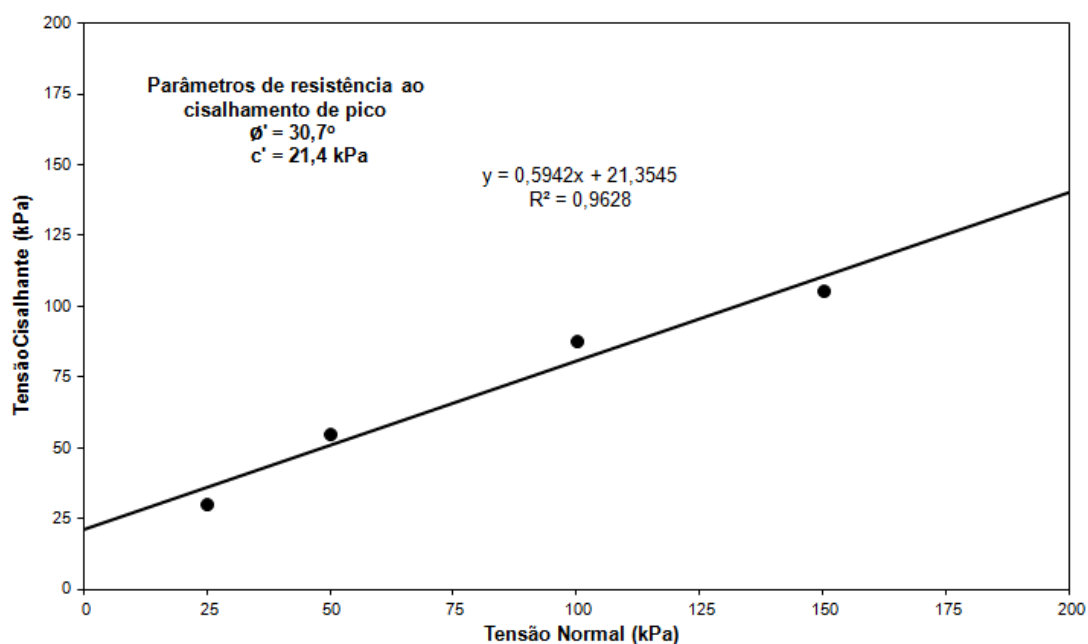
Fonte: UFRGS, 2016

Figura 61 – Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal



Fonte: UFRGS, 2016

Figura 62 – Envoltória de ruptura



Fonte: UFRGS, 2016

Conclui-se a partir da envoltória de ruptura que o valor do intercepto coesivo corresponde a 21,4 kPa e o ângulo de atrito é da ordem de $30,7^\circ$, em condições de pico.

Os corpos de prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto resultaram em um peso específico aparente natural médio (γ) da ordem de 14,41 kN/m³.

3.6 SONDAGEM À PERCUSSÃO (SPT)

No terreno da encosta em questão foram realizados três furos de sondagem no pé do maciço (base plana), dispostos nas posições apresentadas no ANEXO A. Tais sondagens tiveram como intuito verificar a profundidade de ocorrência do embasamento cristalino (impenetrável) e do nível d'água. Além disso, determinou-se o número de golpes N para distintas profundidades de modo que estes valores pudessem ser usados eventualmente em futuras correlações empíricas. Na Figura 63 pode ser observada a presença de rocha fragmentada quando efetuada a sondagem SP-01.

Figura 63 – Presença de rocha fragmentada na sondagem SP-01 na profundidade de 2,45 metros



Fonte: acervo do autor

Quanto as distâncias entre furos, estes ocorreram próximos uns dos outros devido a falta de autorização para acessar outros terrenos próximos.

Os laudos disponibilizados pela empresa TERRAFORTE para as sondagens SP-01, SP-01a e SP-02 podem ser conferidos no ANEXO B, ANEXO C e ANEXO D, respectivamente.

Conforme pôde ser verificado nos laudos disponíveis nos anexos, percebe-se que os valores do número de golpes N variaram conforme a profundidade do furo,

com um valor mínimo de golpes igual a 6 e um máximo de 20, sendo este último valor provavelmente descartado para futuras correlações empíricas por representar um valor discrepante na amostra de valores obtidos. Ressalta-se ainda que para a faixa entre 3 metros de profundidade até as profundidades máximas nos quais o avanço a trado foi possível, os valores de N apresentaram uma boa variação, porém sempre oscilando na faixa dos 10 golpes.

Com relação ao nível d'água (NA), o mesmo não foi encontrado para nenhum dos furos de sondagem conforme pôde ser observado nos anexos B, C e D, permitindo concluir que sua profundidade seja superior a 7,45 metros, que corresponde ao local onde a sondagem SP-01a mais profunda parou. Em conversas com o proprietário do terreno, o mesmo afirmou utilizar coleta de água através de poço localizado em terreno próximo a propriedade e com cota semelhante, sendo que na época da construção da estrutura o lençol freático foi encontrado somente na profundidade aproximada de 20 metros. Assume-se, portanto, que o nível d'água está localizado em profundidades maiores ou iguais a 20 metros na encosta e áreas próximas.

Por fim, o impenetrável também não foi encontrado para nenhum dos furos de sondagem efetuados. Utilizando mesmo raciocínio para o nível d'água encontrado em poço de terreno próximo, assume-se para a encosta e área local que o impenetrável está localizado em profundidades superiores a 20 metros. Assim, nas análises de estabilidade e dimensionamento dos grampos pode-se assumir um perfil homogêneo em solo residual.

3.7 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DO TERRENO

Neste item são apresentados três perfis topográficos da encosta estudada. A localização aproximada dos perfis obtidos no campo, bem como a indicação de um sistema de pontos cardeais adotado pode ser verificada na Figura 64.

Figura 64 - Localização dos perfis determinados e indicação de pontos cardeais para referência

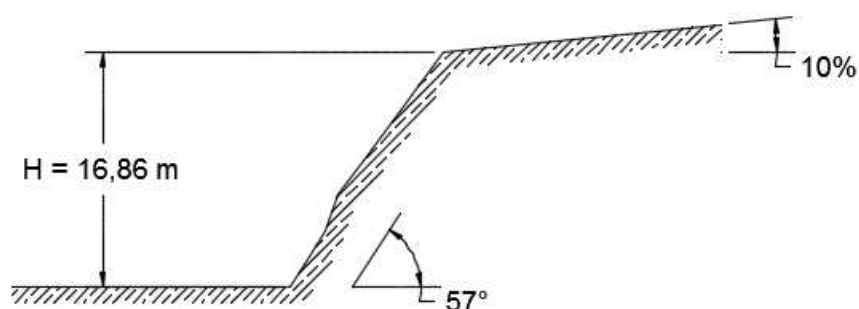


Fonte: desenvolvido pelo autor

A importância desta atividade ocorre pela necessidade de se traçar perfis da encosta e determinar a superfície de ruptura mais propensa a ocorrência de movimentos de massa, bem como obter parâmetros como inclinação do maciço, altura, entre outros, para serem utilizados no dimensionamento dos grampos e do faceamento com telas metálicas de alta resistência para o pior cenário.

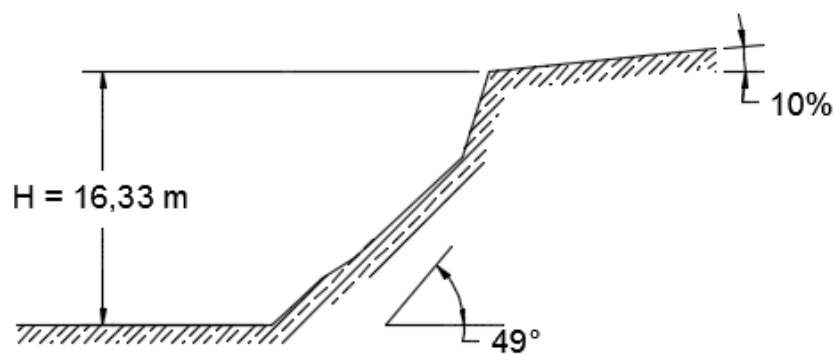
Como resultado da saída de campo organizada por equipe da UFSC Joinville, levantou-se primeiramente o perfil que está localizado na porção mais ao norte do terreno da encosta, convencionado daqui por diante pelo nome de Perfil 1, com posterior prosseguimento para o levantamento dos Perfis 2 e 3, os quais são mostrados nas Figuras 65, 66 e 67.

Figura 65 - Perfil 1 levantado em encosta do Morro do Irirú



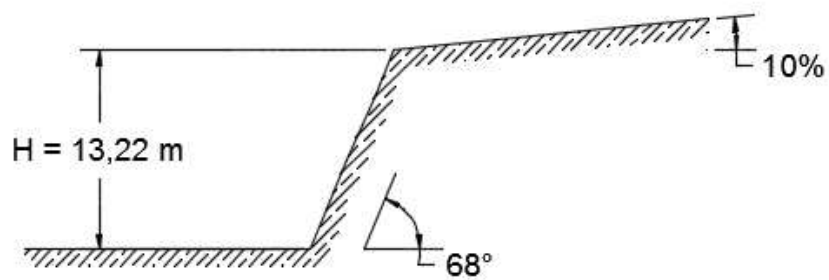
Fonte: desenvolvido pelo autor

Figura 66 - Perfil 2 levantado em encosta do Morro do Iririú



Fonte: desenvolvido pelo autor

Figura 67 - Perfil 3 levantado em encosta do Morro do Iririú



Fonte: desenvolvido pelo autor

4 DIMENSIONAMENTO E RESULTADOS

4.1 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ENCOSTA PARA CONDIÇÕES ATUAIS

Com intuito de avaliar a estabilidade global da encosta para condições atuais foram analisados três perfis distintos da encosta (1, 2 e 3), como apresentados no item 3.7. A razão desta análise reside na necessidade de se determinar o local que está atualmente mais propenso à ocorrência de movimentos de massa, assim como realizar o dimensionamento da solução de contenção.

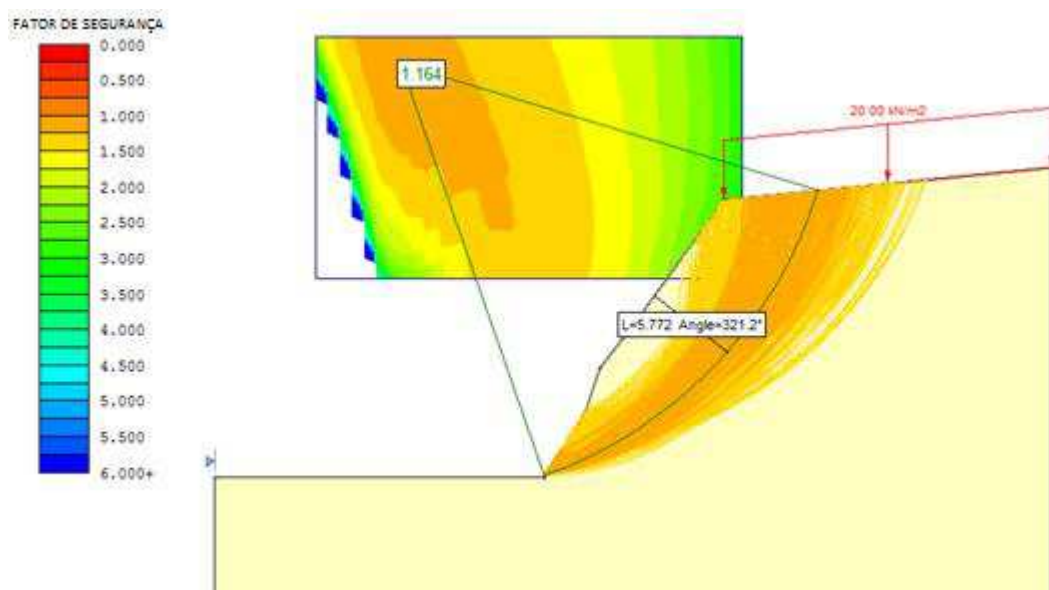
Dentre os dados iniciais de entrada para análise da estabilidade do maciço estão os parâmetros geotécnicos peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito, sendo estes valores da ordem de 14,41 kN/m³, 21,4 kPa e 30,7°, respectivamente. Adicionalmente aos dados anteriores foi inserido no topo da encosta uma sobrecarga de 20 kPa, visando deste modo considerar o efeito do peso da vegetação existente na região, bem como ser uma recomendação feita pela norma NBR 11682/2009 para o desenvolvimento de projetos envolvendo obras de contenção em solos.

Nos seguintes subitens são apresentados os resultados obtidos para os três perfis analisados (1, 2 e 3). As análises foram efetuadas considerando o método de equilíbrio limite Bishop simplificado.

4.1.1 Resultados do perfil 1

Análises do perfil 1 resultaram em um fator de segurança FS igual a 1,164. O resultado do fator de segurança, superfície de ruptura crítica, profundidade da instabilidade crítica em ponto médio (L) e demais superfícies analisadas podem ser verificadas na Figura 68.

Figura 68 – Superfície de ruptura crítica e demais calculadas para o perfil 1

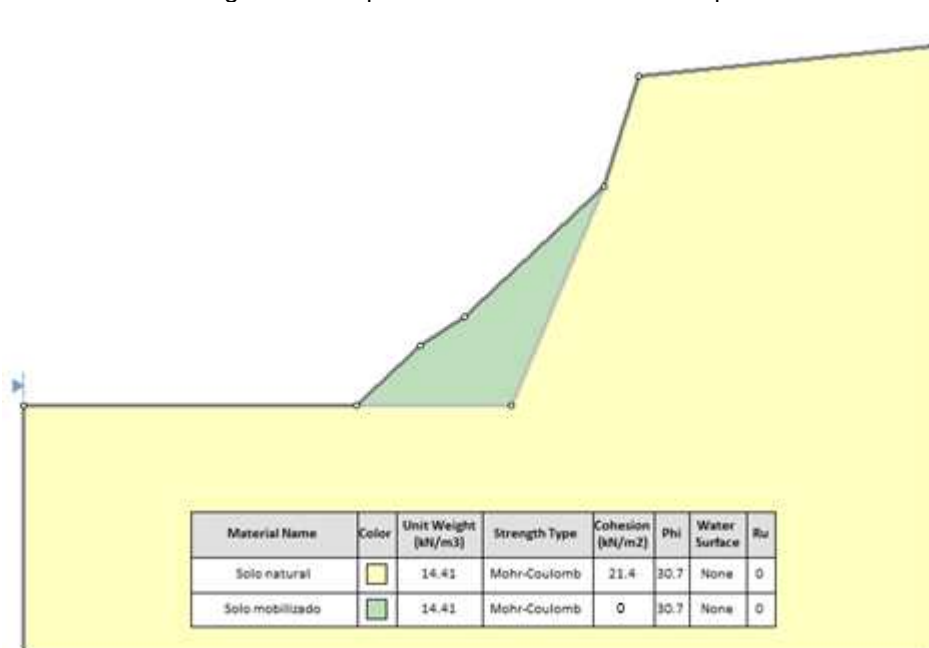


Fonte: desenvolvido pelo autor

4.1.2 Resultados do perfil 2

O perfil 2 foi traçado, porém levou em conta a adição de uma camada de solo da mesma natureza anterior, mas com diferentes parâmetros geotécnicos se comparado ao solo utilizado no item 4.1.1. A razão pela adição desta nova camada de solo, conforme pode ser conferido na Figura 69, ocorre pelo fato de em campo o perfil 2 estar localizado em região na qual já ocorreram movimentos de massa. Ao material mobilizado depositado ao longo do talude atribuiu-se coesão nula. Ressalta-se que o perfil 2 corresponde também a região já apresentada na Figura 51, no qual é perceptível o acúmulo de material ao longo da altura da encosta, bem como região com inclinação mais branda.

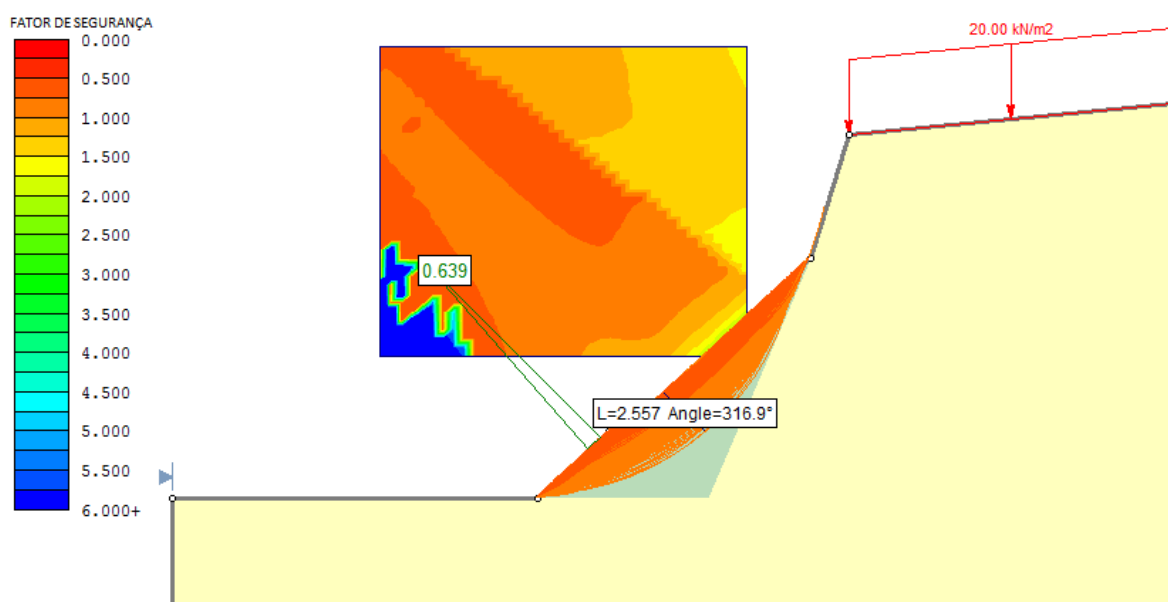
Figura 69 – Tipos de solos encontrados no perfil 2



Fonte: desenvolvido pelo autor

O fator de segurança obtido nesta análise é da ordem de 0,639, como apresenta a Figura 70. Apesar do valor 0,639 para o fator de segurança não representar uma situação fisicamente possível para uma encosta que momentaneamente se apresenta estática, salienta-se que a razão para o maciço não estar se movimentando é a provável ocorrência de coesão aparente, que não é considerada para concepção do projeto.

Figura 70 – Superfície de ruptura crítica e demais calculadas para o perfil 2

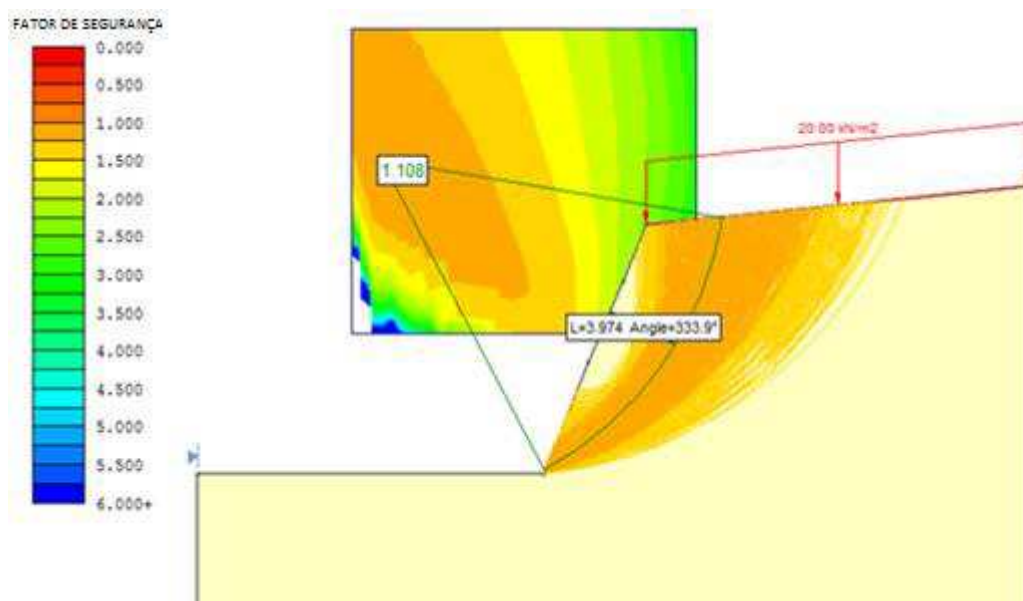


Fonte: desenvolvido pelo autor

4.1.3 Resultados do perfil 3

A análise do perfil 3 indicou um fator de segurança FS igual a 1,108 para os parâmetros geotécnicos e considerações ressaltadas no item 4.1. O resultado do fator de segurança, superfície de ruptura crítica, profundidade da instabilidade crítica no ponto médio (L) e demais superfícies analisadas podem ser verificadas na Figura 71.

Figura 71 – Superfície de ruptura crítica e demais calculadas para o Perfil 3



Fonte: desenvolvido pelo autor

4.2 ESPECIFICAÇÕES INICIAIS PARA DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS

Através de constatação realizada ao longo do item 4.1, percebe-se que todos os perfis levantados possuem fatores de segurança inferiores ao recomendado pela NBR 11682/2009 utilizada para avaliação da estabilidade de encostas, a qual estipula um mínimo de 1,4. Tal valor do fator de segurança requerido é obtido pelo correlacionamento do nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas, classificado como alto devido a existência de residências localizadas no entorno da encosta, bem como com o correlacionamento do nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais, classificado como baixo, pois as

habitações nas proximidades são de baixo valor agregado e os danos ambientais praticamente inexistentes.

Com o intuito de promover a estabilização do maciço como um todo será efetuado o projeto de uma solução em solo grampeado a partir do Perfil 3, que neste cenário é considerado o mais crítico. A consideração por se tomar o Perfil 3 como mais crítico em relação ao Perfil 2, ainda que seu valor do fator de segurança tenha sido mais elevado, ocorre por ilustrar uma situação na qual as rupturas são caracterizadas por serem mais profundas que no caso do Perfil 2. Ressalta-se que o sistema de grampos dimensionado para o Perfil 3 será testado para o Perfil 2 de modo a se certificar que o projeto atingiu as condições de segurança necessárias, caso isto não se confirme um novo projeto será desenvolvido, de forma que todo o maciço apresente condições adequadas de segurança.

Como especificações iniciais do projeto de contenção por solo grampeado, constatou-se através de medições em campo que o mesmo possuirá comprimento total de 47,5 metros, dos quais 22,5 metros são caminhados na direção norte adotada na Figura 64 a partir do ponto de origem, dado este último como o local cortado por extensão de linha que liga a referência de nível (RN) ao local onde foi efetuada a sondagem SP-01, ambos expostos no ANEXO A, ao passo que os 25 metros restantes da estrutura são caminhados na direção sul a partir do ponto de origem anteriormente explicado. Salienta-se também que para o trecho norte de 22,5 metros é proposta a regularização superficial para um ângulo de 50 graus, ao passo que no trecho de 25 metros do muro localizado na parte sul será mantido o ângulo de 68 graus, mas com regularização leve nos trechos em que houverem sobressaltos na superfície. A razão pela manutenção do ângulo de 68 graus se dá por ocorrer na área mais próxima as casas (difícil acesso), bem como por tentativa de se intervir minimamente no topo da encosta, uma vez que a área superior do maciço é dada como de proteção ambiental. A área final da face da encosta (superfície inclinada) a ser tratada é de aproximadamente 735 m².

Como requerimento necessário para se proceder com o desenvolvimento do projeto, faz-se obrigatório definir certos parâmetros físicos e geotécnicos de modo a simular computacionalmente a estrutura. Dentre os dados de entrada necessários estão:

- Peso específico de projeto do solo γ_d , levando em conta fator de segurança parcial γ_γ , como mostra a equação 35;

$$\gamma_d = \gamma \cdot \gamma_\gamma \quad (35)$$

- Ângulo de atrito de projeto ϕ_d , levando em conta fator de segurança parcial γ_ϕ , como mostrado na equação 15;
- Coesão de projeto c_d , levando em conta fator de segurança parcial γ_c , como mostrado na equação 16;
- Capacidade de suporte (resistência) a tração dos grampos (T_R) em kN, como dado na equação 24;
- Capacidade de suporte ao cisalhamento dos grampos (S_R) em kN, como dado na equação 20;
- Capacidade de suporte da placa de apoio (K_p) em kN;
- Distribuição da força de arrancamento dos grampos (q'_s) em kN/m, como mostra a equação 36:

$$q'_s = F_{arr}/L = q_s \cdot \pi \cdot D' \quad (36)$$

Onde:

D' : Diâmetro final do furo destinado à instalação dos reforços e preenchido com calda de cimento.

Como modo de favorecer a segurança do projeto serão utilizados fatores de segurança parciais recomendados pelo CEN (2004), gerando desta forma a relação de parâmetros geotécnicos de projeto do solo:

$$\gamma_d = \gamma \cdot \gamma_\gamma = 14,41 \cdot 1,00 = 14,41 \text{ kN/m}^3 \quad (37)$$

$$c_d = c/\gamma_c = 21,4/1,25 = 17,12 \text{ kPa} \quad (38)$$

$$\phi_d = \text{arc tan}(\text{tan } \phi/\gamma_\phi) = \text{arc tan}(\text{tan } 30,7^\circ/1,25) = 24,56^\circ \quad (39)$$

De modo a se proceder com a determinação do restante dos parâmetros listados acima é necessário escolher o grampo a ser utilizado. Como sugestão de Cala et al. (2012), que se refere ao dimensionamento do faceamento com telas metálicas de alta resistência, existem alguns valores recomendados para o diâmetro dos grampos de modo a haver melhor compatibilização com todos os acessórios usados no sistema, sendo eles 25, 28 e 32 milímetros. Neste projeto serão consideradas as barras GEWI da empresa DYWIDAG para os diâmetros disponíveis de 25 e 32 milímetros (DYWIDAG, 2015), ao passo que para simulações com reforços de 28 milímetros de diâmetro serão utilizadas as barras da SAS Protensão (SAS, [201-]). As principais características destas barras podem ser conferidas na Tabela 1:

Tabela 1 – Características dos grampos metálicos

Marca	Modelo	Diâmetro (D)	Tensão de escoamento (f_y)
DYWIDAG	GEWI	25 mm	550 MPa
		32 mm	550 MPa
SAS	SAS 550/620	28 mm	550 MPa

Fonte: desenvolvido pelo autor

Cala et al. (2012) recomendam reduzir o valor do diâmetro dos grampos em 4 milímetros devido a possível ocorrência de corrosão, gerando como área efetiva da seção transversal dos grampos ($A_{g,ef}^D$) de 25, 28 e 32 milímetros, respectivamente, os seguintes valores:

$$A_{g,ef}^{25\text{ mm}} = \frac{\pi \cdot (D - 4)^2}{4} = \frac{\pi \cdot (25 - 4)^2}{4} = 346,36 \text{ mm}^2 \quad (40)$$

$$A_{g,ef}^{28\text{ mm}} = \frac{\pi \cdot (D - 4)^2}{4} = \frac{\pi \cdot (28 - 4)^2}{4} = 452,39 \text{ mm}^2 \quad (41)$$

$$A_{g,ef}^{32\text{ mm}} = \frac{\pi \cdot (D - 4)^2}{4} = \frac{\pi \cdot (32 - 4)^2}{4} = 615,75 \text{ mm}^2 \quad (42)$$

Portanto, pode-se assim definir o valor da capacidade de suporte à tração (T_R^D) de cada um dos grampos conforme mostram as equações 43, 44 e 45:

$$T_R^{25\text{ mm}} = A_{g,ef}^{25\text{ mm}} \cdot f_y / 1,15 = \frac{346,36.550}{1000.1,15} = 165,65\text{ kN} \quad (43)$$

$$T_R^{28\text{ mm}} = A_{g,ef}^{28\text{ mm}} \cdot f_y / 1,15 = \frac{452,39.550}{1000.1,15} = 216,36\text{ kN} \quad (44)$$

$$T_R^{32\text{ mm}} = A_{g,ef}^{32\text{ mm}} \cdot f_y / 1,15 = \frac{615,75.550}{1000.1,15} = 294,49\text{ kN} \quad (45)$$

Nas equações 43, 44 e 45, os valores referentes à tensão de escoamento (f_y) foram divididos ainda pelo fator igual a 1,15, como usualmente feito em projetos, de modo a favorecer a segurança das obras desenvolvidas.

O mesmo processo usado para fixação da capacidade de suporte à tração dos grampos (T_R^D) pode ser utilizado para determinar a capacidade de suporte ao cisalhamento dos grampos (S_R^D), assim como segue:

$$S_R^D = A_{g,ef}^D \cdot \tau_y \quad (46)$$

Onde:

τ_y : Tensão de escoamento dos grampos para cargas cisalhantes, podendo ser calculada aproximadamente por meio da equação 47, apresentada por Cała et al. (2012):

$$\tau_y = f_y / \sqrt{3} \quad (47)$$

Assim:

$$S_R^{25\text{ mm}} = \frac{A_{g,ef}^{25\text{ mm}} \cdot f_y}{1,15 \cdot \sqrt{3}} = \frac{346,36.550}{1000 \cdot \sqrt{3}} = 95,63\text{ kN} \quad (48)$$

$$S_R^{28\text{ mm}} = \frac{A_{g,ef}^{28\text{ mm}} \cdot f_y}{1,15 \cdot \sqrt{3}} = \frac{452,39.550}{1000 \cdot \sqrt{3}} = 124,91\text{ kN} \quad (49)$$

$$S_R^{32\text{ mm}} = \frac{A_{g,ef}^{32\text{ mm}} \cdot f_y}{1,15 \cdot \sqrt{3}} = \frac{615,75 \cdot 550}{1000 \cdot \sqrt{3}} = 170,03 \text{ kN} \quad (50)$$

Nas equações 48, 49 e 50, os valores referentes à tensão de escoamento para cargas cisalhantes (τ_y) foram também divididos pelo fator igual a 1,15 de modo a favorecer a segurança do projeto desenvolvido.

Na Tabela 2 são mostradas, resumidamente, as demais propriedades obtidas para os grampos considerados no decorrer deste projeto.

Tabela 2 – Propriedades dos grampos

Marca	Modelo	Diâmetro (D)	Área efetiva da seção transversal ($A_{g,ef}^D$)	Capacidade de suporte à tração (T_R^D)	Capacidade de suporte ao cisalhamento (S_R^D)
DYWIDAG	GEWI	25 mm	346,36 mm ²	165,65 kN	95,63 kN
		32 mm	615,75 mm ²	294,49 kN	170,03 kN
SAS	SAS 550/620	28 mm	452,39 mm ²	216,36 kN	124,91 kN

Fonte: desenvolvido pelo autor

Para a capacidade de suporte das placas de apoio (K_p) será considerado o valor de 40 kN, observado que este último valor originalmente corresponde a metade capacidade de suporte da tela metálica TECCO G45/2 para perfurações paralelas aos grampos (D_R), dado que as placas de apoio são do modelo P25, como apresenta Geobrugg ([20--]).

Por fim, o fator considerado mais importante no projeto de contenções de solo grampeado consiste na resistência ao arrancamento na interface solo-grampo (q_s), ao passo que este fator será utilizado daqui por diante como razão entre a resistência ao arrancamento pelo seu comprimento (q'_s). Para determinar o valor de q_s foi utilizada a expressão proposta por Springer (2006), equação 3 (página 33), a qual correlaciona o parâmetro N ou número de golpes efetuados na investigação SPT com o valor da resistência ao arrancamento na interface solo-grampo. A escolha por se utilizar a aproximação obtida por Springer (2006) se dá por representar, ainda que de forma empírica, uma expressão simples e feita para solos residuais de gnaiss, assim como ocorre no morro do Iriú. Deste modo, q'_s é dado por:

$$q'_s = \pi \cdot D' \cdot [45,12 \cdot \ln(N) - 14,99] \quad (51)$$

Observado no capítulo 3, item 3.6, que o solo na região se apresenta consideravelmente uniforme em relação a variação do valor de N para profundidades na faixa de 3 metros até a profundidade máxima possível com avanço a trado, bem como sendo esperado ainda que os grampos fiquem ancorados em profundidades iguais ou maiores à essas agora citadas de acordo com o que se viu nas superfícies críticas de ruptura dos itens 4.1.1, 4.1.2 e 4.1.3, atribuir o valor médio de N igual a 10 parece razoável e em favor da segurança, pois são esperados maiores valores de N para maiores profundidades caso as prospecções investigadas nesse trabalho tivessem progredido para maiores distâncias.

Como observado na equação 51 acima, convencionou-se por usar o sistema de instalação dos grampos através da abertura de furos com posterior preenchimento dos mesmos com calda de cimento e os reforços, visando deste modo maximizar a interação de atrito solo-grampo. Não há consenso na literatura no que se refere a dimensão D' . Para Solotrat (2009), usam-se geralmente diâmetros dos orifícios abertos para os reforços na ordem de 3 polegadas (aproximadamente 7,5 centímetros), ao passo que Springer (2006) utilizou uma faixa variada de diâmetros para sua pesquisa, porém a maioria com predominância de valores na ordem de 10 centímetros, enquanto que Lazarte et al. (2003) indica diâmetros entre 10 e 30 centímetros. Para fins deste projeto será atribuído inicialmente o valor do diâmetro D' igual a 10 centímetros, porém passível de modificação conforme haja necessidade.

Deste modo, o valor da distribuição da força de arrancamento dos grampos (q'_s) fica igual a:

$$q'_s = \pi \cdot (0,1) \cdot [45,12 \cdot \ln(10) - 14,99] = 27,93 \text{ kN/m} \quad (52)$$

Na Tabela 3 são apresentadas as principais especificações iniciais do projeto de solo grampeado.

Tabela 3 – Especificações de projeto para solo grampeado

Peso específico de projeto do solo (γ_d)	14,41 kN/m ³
Coesão de projeto do solo (c_d)	17,12 kPa
Ângulo de atrito de projeto do solo (ϕ_d)	24,56°
Capacidade de suporte a tração dos grampos de 25 mm ($T_R^{25\text{ mm}}$)	165,65 kN
Capacidade de suporte a tração dos grampos de 28 mm ($T_R^{28\text{ mm}}$)	216,36 kN
Capacidade de suporte a tração dos grampos de 32 mm ($T_R^{32\text{ mm}}$)	294,49 kN
Capacidade de suporte ao cisalhamento dos grampos de 25 mm ($S_R^{25\text{ mm}}$)	95,63 kN
Capacidade de suporte ao cisalhamento dos grampos de 28 mm ($S_R^{28\text{ mm}}$)	124,91 kN
Capacidade de suporte ao cisalhamento dos grampos de 32 mm ($S_R^{32\text{ mm}}$)	170,03 kN
Capacidade de suporte das placas de apoio Geobrugg P33 (K_P)	40 kN
Distribuição da força de arrancamento (q_s')	27,93 kN/m

Fonte: desenvolvido pelo autor

4.2.1 Dimensionamento dos grampos

O dimensionamento do comprimento, ângulo de inclinação (ψ) e espaçamento entre grampos (a e b) foi feito com base no perfil topográfico 3, correspondente ao segmento de 25 metros de muro localizados no trecho sul do terreno em relação ao ponto de origem, conforme exposto no item 4.2. Como já explicado anteriormente, apesar do perfil 3 estar incluso no trecho sul e possuir inclinação superficial final diferente do trecho norte, os mesmos padrões de espaçamentos entre grampos, comprimentos e inclinações de instalação serão utilizados para ambos os casos, constando ao longo deste capítulo a quantidade total de reforços utilizados para estabilizar todo o maciço. Mais ainda, o padrão projetado para estabilizar o Perfil 3 será verificado no Perfil 2 que possui fator de segurança menor, porém sujeito basicamente à instabilidades rasas.

De modo a atender os requisitos estabelecidos na norma NBR 11682/2009 para projetos envolvendo obras de contenção em solo, nas futuras análises serão consideradas o acréscimo de uma sobrecarga acidental de 20 kPa uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado.

Diante de todas as considerações tomadas até aqui, realizou-se um processo iterativo em programa computacional de modo a projetar a estrutura visando atingir o fator de segurança indicado na NBR 11682/2009. Nas análises considerou-se que

os grampos agem de forma passiva para estabilização do talude. No total foram realizadas 27 análises de estabilidade que atingiram fator de segurança igual ou superior a 1,4, dos quais se variavam os atributos de espaçamentos entre grampos a e b , inclinação dos grampos dentro do maciço em 20°, 25° e 30°, diâmetros em 25, 28 e 32 milímetros, bem como o comprimento dos reforços. Através da abordagem utilizada, julgou-se que o projeto resumido na Tabela 4 como o que possui a melhor relação de custo x benefício, sendo válido observar que para o comprimento dos grampos já foi considerado um valor de 15 centímetros localizados fora da face da encosta, possibilitando deste modo o uso de porcas de fixação dos grampos juntamente com as placas de apoio.

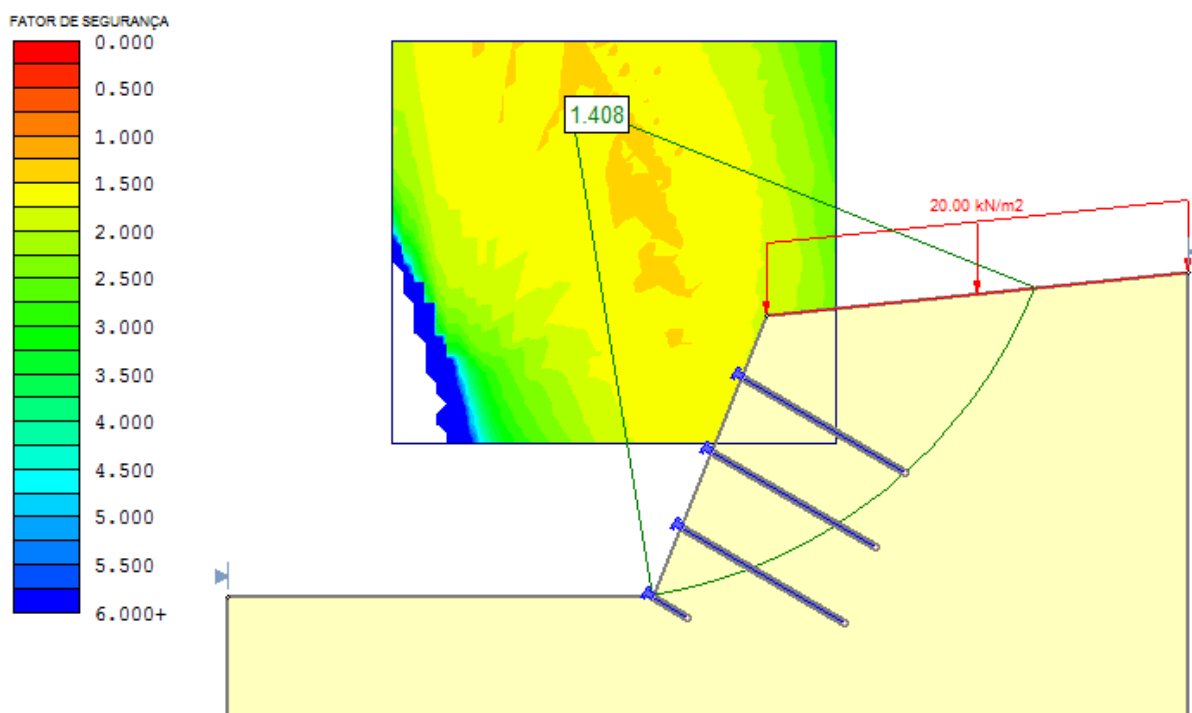
Tabela 4 – Projeto escolhido para estabilização de encosta do Morro do Iriú

Parâmetros inerentes ao projeto de solo grampeado	
Capacidade de suporte das placas de apoio (Kp)	40 kN
Distribuição da força de arrancamento ($q's$)	27,93 kN/m
Espaçamento horizontal entre grampos (a)	1,8 m
Espaçamento vertical entre grampos (b)	1,8 m
Ângulo de instalação dos grampos (Ψ)	30°
Comprimento dos grampos	VARIÁVEL
Propriedades dos grampos	
Marca	SAS
Modelo	SAS 550/620
Diâmetro	28 mm
Peso	4,83 kg/m
Capacidade de suporte à tração (TR)	216,36 kN
Capacidade de suporte ao cisalhamento (SR)	124,91 kN
Quantidade de grampos	
Número total de grampos de 2 m utilizados para ancoragem na base da encosta	26
Número total de grampos de 9 m utilizados na estabilização da encosta	216
Número total de grampos de 2 m utilizados para ancoragem no topo da encosta	27
Peso total de grampos utilizados no projeto (kg)	9901,50
Quantidade de metros perfurados no maciço para contenção	2050,00
Volume calda de cimento + 30% (m ³)	19,29
Número de placas de apoio	269

Fonte: desenvolvido pelo autor

A simulação do projeto escolhido em programa computacional com a apresentação do mínimo fator de segurança frente à ruptura circular pode ser verificada na Figura 72.

Figura 72 – Fator de segurança obtido para projeto escolhido



Fonte: desenvolvido pelo autor

Conforme se viu ao longo da Tabela 4, o comprimento dos grampos utilizados é variável, sendo os reforços com 2 metros de comprimento destinados à ancoragem das telas metálicas utilizadas no faceamento, localizados na fileira horizontal mais inferior da encosta, bem como na fileira horizontal mais superior (após a crista da encosta no patamar que possui inclinação de 10%), enquanto que os grampos de 9 metros são destinados à estabilização no restante da encosta. Desenhos esquemáticos e maiores detalhes dos conceitos finais da estrutura serão apresentados nos próximos itens.

Enfatiza-se que do total de 27 análises de estabilidade realizadas, diversas propostas com menores custos de aquisição de materiais, bem como menores custos para execução dos furos para colocação dos grampos dentro da encosta foram encontradas. A razão pela qual tais soluções não foram adotadas neste trabalho ocorre por resultarem em obras com maiores dificuldades de execução, pois em geral os grampos obtidos são consideravelmente mais longos que os escolhidos. Dentre adversidades trazidas pelo uso de reforços mais compridos existe a necessidade que os mesmos fossem cortados mais vezes em comprimentos menores e com posterior utilização de luvas para emendarem novamente essas barras, pois as casas do terreno se encontram muito próximas à encosta, não

permitindo deste modo a instalação dos reforços nos comprimentos originais diretamente dentro do maciço. Destaca-se ainda o fato que barras mais compridas elevam o peso individual de cada grampo, sendo este um fator que dificulta consideravelmente o manuseio dos reforços por parte dos trabalhadores. Por fim, existe ainda a questão da execução dos orifícios destinados à instalação dos grampos na encosta, onde a utilização de comprimentos maiores dos grampos eleva a possibilidade de ocorrência de problemas na execução das perfurações, tais como desmoronamento das paredes do furo e possibilidade da perfuratriz trancar na fase de escavação.

4.2.2 Verificação da adequabilidade do faceamento com telas metálicas de alta resistência

Neste item são apresentadas as verificações quanto à adequabilidade dos grampos em associação com as telas metálicas de alta resistência para o faceamento da estrutura. De modo a se proceder com a verificação do revestimento flexível do sistema de contenção, foi utilizado o software RUVOLUM disponibilizado gratuitamente pela Geobrugg, o qual possui a interface do programa exposta na Figura 73.

Figura 73 - Exemplo da interface apresentada pelo programa RUVOLUM

Ruvolum® - Programa de dimensionamento de sistema TECCO®/ SPIDER® de estabilização de taludes

Ruvolum® Online Tool, Version 2015

Salvar Carregar Imprimir Ecran completo Unidades PT

Projecto N°

Nome do projecto

Data, Autor

Secção transversal

Vista da malha de pregagens:

Espessura da camada $t = 1.00$ m

Inclinação da pregagem $\psi = 20.0$ Graus

Inclinação do talude $\alpha = 60.0$ Graus

Ângulo de atrito interno do material (Valor característico) $\Phi_d = 32.0$ Graus

Densidade do material (Valor característico) $\gamma_d = 20.0$ kN/m³

Tipo de malha e placas Spike plate

TECCO® G65/3 + P33

Sobre as Pregagens

Variação a = b

Distância horizontal das pregagens a = 2.70 m

Distância vertical das pregagens b = 2.70 m

GEWI D = 28 mm

Com corrosão

Dados para o dimensionamento

$\Phi_d = 26.6$ Graus

$c_d = 0.0$ kN/m²

$\gamma_d = 20.0$ kN/m³

Controle:

Comprovação da malha Ok 0.73

Comprovação das pregagens Ok 0.95

Casos de carga Padrões Factores de segurança Tipos de pregagens Elementos do sistema Comprovação da segurança do sistema

Fonte: RUVOLUM Online Tool

Conforme pode ser visto na Figura 73 e semelhante ao que foi feito no item 4.2, alguns dados de entrada precisam ser definidos para que as verificações apresentadas nos itens 2.5.3.1 e 2.5.3.2, relacionadas à investigação de instabilidades superficiais paralelas a encosta e locais entre grampos possam ser realizadas. Dentre as informações gerais de entrada necessárias estão:

- Parâmetros geotécnicos de projeto, como peso específico (γ_d), ângulo de atrito (ϕ_d) e coesão (c_d), ressaltando que estes últimos tomam em conta fatores de segurança parciais estipulados por CEN (2004), possuindo, portanto, valores iguais a 14,41 kN/m³, 24,56° e 0 kPa, respectivamente, como apresentado no item 4.2. Destaca-se aqui a coesão nula com valor distinto ao usado em análises anteriores, visando assim simular situação mais crítica com instabilização da camada superficial da encosta (contato entre corpo instável de espessura t e substrato mais resistente), no qual a ocorrência de deformações nesta região pode levar, eventualmente, a redução deste parâmetro, ainda que seja permanente e contínuo.

- Raio no topo do cone de pressão (ζ), sendo que este valor deveria ser obtido por meio da execução de testes laboratoriais, mas dada a impossibilidade da realização dos mesmos será atribuído o valor de 0,15 metros, usualmente utilizado

por Cała et al. (2012) em exemplos de projetos nos quais ensaios não foram feitos;

- Inclinação do cone de pressão em relação ao plano horizontal (δ), sendo atribuído o valor de 45° , assim como normalmente utilizado por Cała et al. (2012) nos exemplos de projetos;

- Força de pré-tensão aplicada na cabeça dos grampos (V), sendo utilizado para fins deste projeto o valor de 30 kN, pois corresponde a recomendação feita por Cała et al. (2012) para encostas constituídas basicamente por solos;

- Valor de correção por incertezas do modelo (γ_{mod}), igual a 1,10, assim como recomenda CEN (2004);

- Escolha de tela metálica do modelo TECCO G45/2, com diâmetro dos fios igual a 2 milímetros, enquanto que a placa metálica é do modelo P25, ambas da Geobrugg (GEOBRUGG, [20--]);

- Espessura da camada t será considerada para fins deste projeto igual a 2 metros, a qual corresponde ao caso máximo geralmente esperado em projetos que contenham faceamento com telas metálicas de alta resistência TECCO®, conforme apresentam Cała et al. (2012). Ressalta-se que a escolha do valor da espessura foi arbitrária para um pior cenário, bem como efetuada devido à inexistência de um substrato mais resistente, como o embasamento cristalino, por exemplo.

- Resistência da tela TECCO G45/2 a tensões paralelas a encosta (Z_R), com valor de 10 kN;

- Capacidade de resistência da tela metálica TECCO G45/2 à pressão quando aplicados esforços paralelos aos grampos (D_R), com valor de 80 kN;

- Resistência da tela metálica TECCO G45/2 contra esforços cisalhantes aplicados na direção dos grampos (P_R), com valor de 40 kN;

Com intuito de se prosseguir efetivamente com as verificações de adequabilidade do faceamento flexível para o projeto, apresenta-se na Tabela 5 um breve resumo das características obtidas na fase de dimensionamento dos grampos (4.2.1), que são necessárias para alimentar o software RUVOLUM, juntamente com os parâmetros definidos ao longo deste item.

Tabela 5 – Parâmetros obtidos no dimensionamento dos grampos

Espaçamento entre grampos <i>a</i>	1,8 m
Espaçamento entre grampos <i>b</i>	1,8 m
Diâmetro grampos SAS 550/620	28 mm
Capacidade de suporte a tração (T_R)	216,36 kN
Capacidade de suporte ao cisalhamento (S_R)	124,91 kN
Inclinação final da encosta	68°
Inclinação dos grampos (Ψ)	30°

Fonte: desenvolvido pelo autor

Através da definição do conjunto de parâmetros expostos e resumidos em forma de tabela no APÊNDICE A, disponibiliza-se no software RUVOLUM dois relatórios, no qual o primeiro expõe os resultados obtidos para as investigações de instabilidades superficiais paralelas à encosta (APÊNDICE B), ao passo que o segundo expõe os resultados obtidos para investigações de instabilidades locais entre grampos (APÊNDICE C).

Conforme se pode verificar nos APÊNDICES B e C, percebe-se que os grampos dimensionados no item 4.2.1 podem ser utilizados em conjunto com as telas metálicas de alta resistência TECCO G45/2, pois respeitam as condições estipuladas ao longo dos itens 2.5.3.1 e 2.5.3.2, assim como pode ser visto resumidamente a seguir:

Investigações de instabilidades superficiais paralelas ao talude:

$$S_d \leq \frac{S_R}{\gamma_{SR}} \rightarrow 65,2 \text{ kN} < 83,3 \text{ kN (OK!)} \quad (53)$$

$$V_{dII} \leq \frac{D_R}{\gamma_{DR}} \rightarrow 45 \text{ kN} < 53,3 \text{ kN (OK!)} \quad (54)$$

$$([V_{dII}/(T_R/\gamma_{VR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0,5} \leq 1,0 \rightarrow 0,84 < 1,0 \text{ (OK!)} \quad (55)$$

Investigações de instabilidades locais entre grampos:

$$P_d \leq P_R/\gamma_{PR} \rightarrow 13,6 \text{ kN} < 26,7 \text{ kN (OK!)} \quad (56)$$

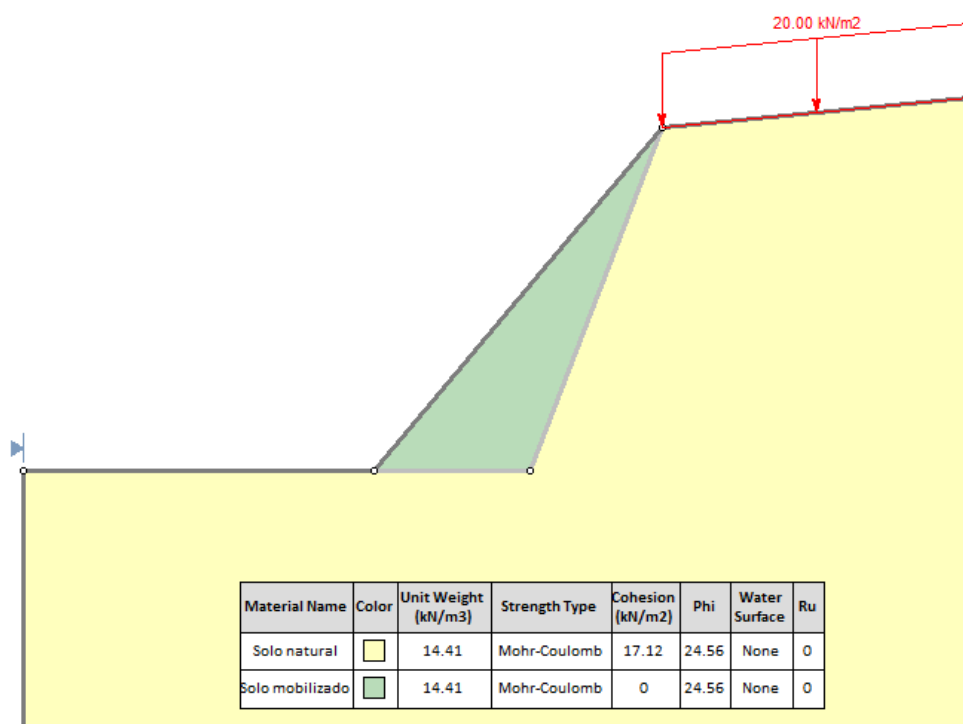
$$Z \leq Z_R/\gamma_{ZR} \rightarrow 5 \text{ kN} < 6,7 \text{ kN (OK!)} \quad (57)$$

4.2.3 Avaliação do projeto desenvolvido aplicado para o Perfil 2

Ao longo deste item serão aplicados os resultados obtidos no dimensionamento dos grampos do item 4.2.1 no Perfil 2 da encosta, sendo este último perfil o que obteve o pior valor do fator de segurança.

De modo a se prosseguir com estas análises, traçou-se em software computacional a configuração final da encosta do morro do Iriú com regularização superficial para inclinação de 50° no local onde está incluso o Perfil 2, resultando a seguinte estrutura mostrada na Figura 74.

Figura 74 – Configuração final da encosta no trecho norte onde está localizado o Perfil 2



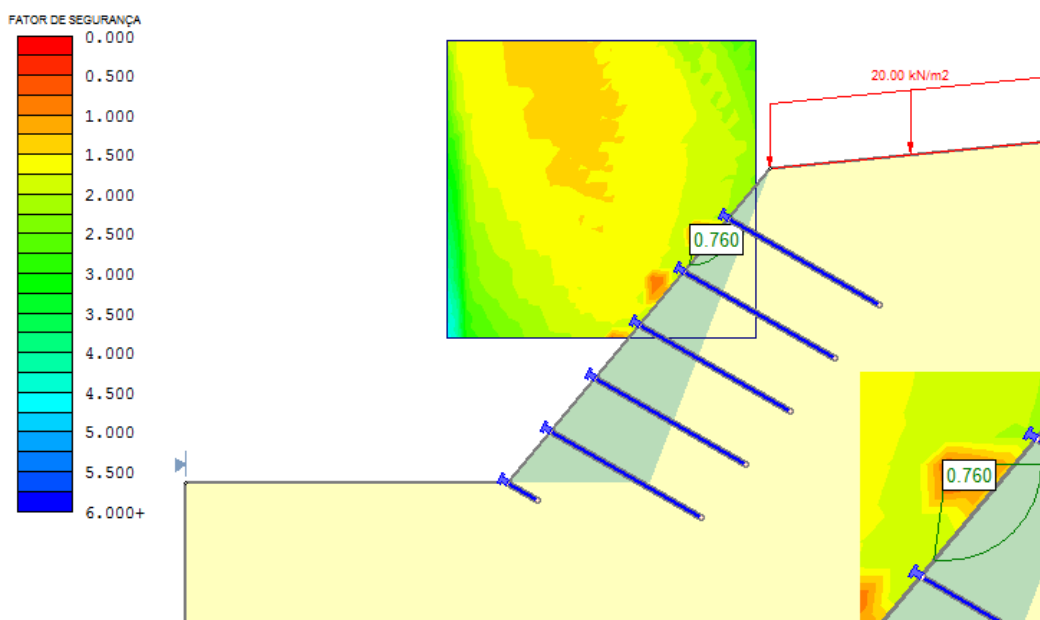
Fonte: desenvolvido pelo autor

Fez-se a consideração de utilizar uma cunha de solo mobilizado de modo a simular uma pior situação, na qual a coesão é igual a 0 kPa. Essa cunha de material mobilizado é resultante da ocorrência de movimentos de massa antigos, assim como se explicou ao longo do item 4.1.2, bem como do acréscimo de material de aterro de modo a realizar a regularização superficial da encosta para o ângulo de 50° .

Através da inclusão dos grampos especificados na Tabela 4, provenientes do projeto escolhido, chega-se ao valor do fator de segurança FS igual a 0,760, que

ainda está abaixo de 1,4 recomendado pela NBR 11682/2009, assim como pode ser verificado na Figura 75.

Figura 75 – Superfícies de ruptura críticas para perfil 2



Fonte: desenvolvido pelo autor

Ainda que o recurso computacional exponha esse baixo valor do fator de segurança, percebe-se que as superfícies de ruptura profundas foram totalmente estabilizadas (fatores acima de 1,4), ao passo que restou somente uma instabilidade localizada exatamente entre grampos e rasa, assim como indica a Figura 75. É importante destacar que o programa utilizado para a análise efetuada anteriormente não toma em conta a utilização de telas metálicas de alta resistência para o faceamento, sendo que como visto no decorrer do item 2.5.3.2, relacionado à investigação de instabilidades locais entre grampos, o faceamento flexível pode desempenhar essa função de proteção. Portanto, resta analisar através do software RUVOLUM se as telas metálicas TECCO® escolhidas podem conter a instabilidade rasa apresentada na Figura 75.

Os dados de entrada utilizados no item 4.2.2 e mostrados no APÊNDICE A, relacionados à verificação da adequabilidade das telas metálicas em associação com os grampos projetados através do Perfil 3, foram aplicados no RUVOLUM, porém para o perfil 2 que apresenta regularização superficial para o ângulo de 50°. Os resultados completos obtidos nas análises executadas por meio do RUVOLUM

podem ser verificados nos APÊNDICES D e E, enquanto que a seguir são apresentados os mesmos de forma resumida.

Investigações de instabilidades superficiais paralelas ao talude:

$$S_d \leq \frac{S_R}{\gamma_{SR}} \rightarrow 31,8 \text{ kN} < 83,3 \text{ kN (OK!)} \quad (58)$$

$$V_{dII} \leq \frac{D_R}{\gamma_{DR}} \rightarrow 45 \text{ kN} < 53,3 \text{ kN (OK!)} \quad (59)$$

$$([V_{dII}/(T_R/\gamma_{VR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0,5} \leq 1,0 \rightarrow 0,49 < 1,0 \text{ (OK!)} \quad (60)$$

Investigações de instabilidades locais entre grampos:

$$P_d \leq P_R/\gamma_{PR} \rightarrow 3,5 \text{ kN} < 26,7 \text{ kN (OK!)} \quad (61)$$

$$Z \leq Z_R/\gamma_{ZR} \rightarrow 5 \text{ kN} < 6,7 \text{ kN (OK!)} \quad (62)$$

Conforme se constatou ao longo deste item, percebe-se que o projeto escolhido atende a todos os requerimentos necessários de modo a prover segurança contra a ocorrência de movimentos de massa na região da encosta estudada.

4.3 COMPLEMENTOS DO PROJETO DE SOLO GRAMPEADO PARA MELHORIA DE DESEMPENHO DA ESTRUTURA

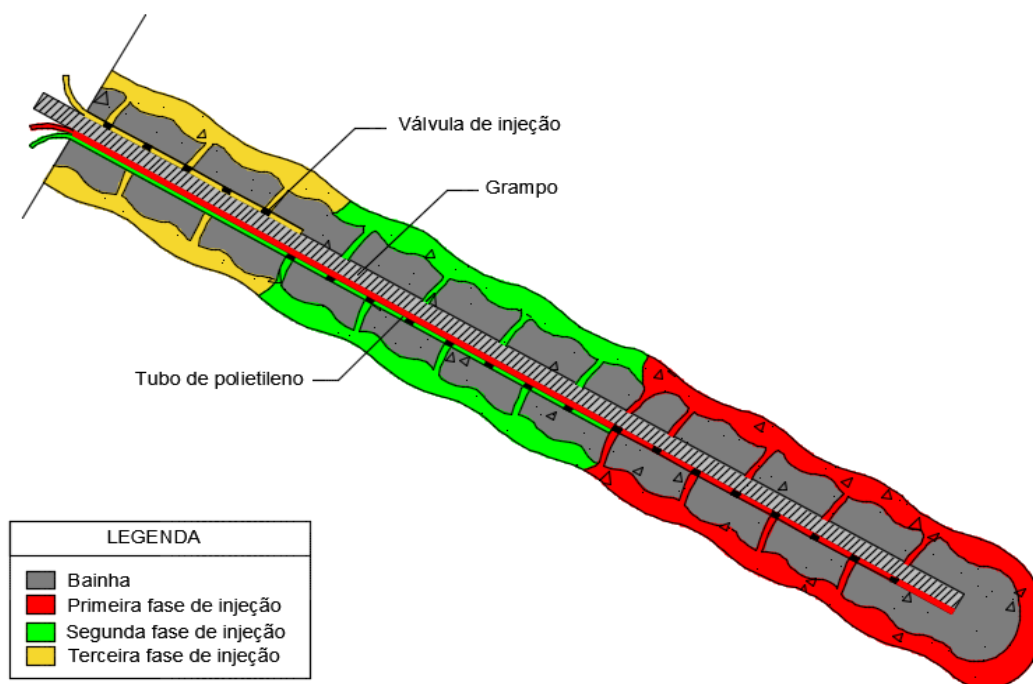
De maneira a concluir efetivamente o dimensionamento do muro de contenção, são apresentados ao longo deste tópico as considerações finais do projeto realizado, visando obter assim estrutura com melhor desempenho.

4.3.1 Calda de cimento para preenchimento das perfurações destinadas a inclusão dos grampos

Como apresentado na descrição do método de solo grampeado ao longo da revisão bibliográfica deste estudo, faz-se o preenchimento do espaço anelar entre grampos e escavações com injeção de calda de cimento para prover estabilidade e reconstituição às paredes do furo do fundo à boca, sendo esta primeira etapa chamada de bainha. Após determinado intervalo de horas se executam as injeções da calda de cimento por fases ou setores através de mangueiras perdidas instaladas ao longo do comprimento dos grampos, tendo como intuito concluir o total preenchimento de possíveis vazios que não foram cobertos na bainha (SOLOTRAT, 2015).

Para fins deste projeto será utilizada uma relação de água/cimento (a/c) variando de 0,5 a 0,7 para a calda, conforme propõe Solotrat (2015). Destaca-se que o cimento utilizado neste projeto corresponde ao do modelo CP-II-E-32 RS, como sugere Springer (2006). No quesito execução dos serviços será utilizado um misturador de alta turbulência que injeta a calda através de tubo auxiliar removível para a bainha, com colocação dos grampos no local após total preenchimento do furo, sendo dada a esta etapa um mínimo de 12 horas para a ocorrência da cura da calda. Concluída a bainha, faz-se a injeção de calda por fases, esta última dividida em três para os grampos de 9 metros de comprimento, sendo uma profunda, uma no trecho médio e outra superficial. Para os grampos com 2 metros de comprimento a injeção de calda ocorrerá em duas fases, sendo uma profunda e outra superficial. Ressalta-se que estas injeções serão executadas por meio de tubos de injeção perdidos de polietileno com diâmetros de até 10 milímetros, inseridos juntamente com os grampos e possuindo válvulas espaçadas a cada 50 centímetros. Tais válvulas são orifícios nas mangueiras de polietileno cobertas com fita que quando submetidas à pressão causada pelo escoamento da calda se abrem. Na Figura 76 pode ser verificada a configuração final dos grampos que serão posicionados no interior do maciço.

Figura 76 – Diferentes fases de injeção de calda de cimento



Fonte: desenvolvido pelo autor

Ressalta-se que para a colocação das barras nos orifícios devem ser utilizados centralizadores espaçados de 2 em 2 metros.

4.3.2 Drenagem

A solução projetada deve contemplar a drenagem profunda do talude, uma vez que as análises de estabilidade que subsidiaram este projeto não consideram a presença de lençol freático. O sistema de drenagem a ser utilizado no projeto de contenção por solo grampeado é constituído por drenos sub-horizontais profundos (DHP) de modo a realizar a coleta das águas localizadas no interior do maciço (distantes da face). A razão por se utilizar somente este tipo de sistema de drenagem ocorre pelo fato de estruturas de solo grampeado com faceamentos flexíveis dispensarem os drenos de paramento.

Assim como apresentado no item 2.4.5.5 relacionado à drenagem de estruturas de solo grampeado, viu-se que existem dois modelos principais de drenos profundos disponíveis no mercado, porém para fins deste projeto será utilizado o sistema que é constituído por tubos com microrranhuras de 0,4 milímetros, sendo

essas microrranhuras espaçadas umas das outras em 38 milímetros e sem necessidade de envolvimento por telas de nylon. A razão pela escolha desta opção ocorre pela facilidade em se executar estes drenos em campo, ou seja, realizar a abertura das ranhuras no momento da obra.

O diâmetro da tubulação PVC a ser usado neste projeto é de 50 milímetros, assim como recomenda Solotrat (2015), enquanto que o comprimento dos tubos é igual a 15 metros, inclinados em 5° com o plano horizontal, estando a saída em nível inferior, possibilitando deste modo o escoamento da água desde o interior da encosta para a face. A escolha de drenos com 15 metros de comprimento é baseada em análise de estabilidade simulando iterativamente a distância em relação a face da encosta a partir da qual o nível d'água não provocaria redução do fator de segurança para valores inferiores a 1,4 quando utilizadas as características do projeto dimensionado e apresentado anteriormente. Em relação aos espaçamentos a serem utilizados entre os drenos foi feita uma consulta a FGS Geotecnia, a qual recomendou o valor aproximado de 15 metros para condições normais de percolação. Deste modo, tendo em vista que a encosta tem comprimento total de 47,5 metros, optou-se pela inclusão de duas linhas de drenos, cada qual com 4 unidades, estando elas distantes umas das outras horizontalmente em 9,5 metros. Com relação aos espaçamentos verticais entre linhas de drenos optou-se pela aplicação da primeira fileira localizada no primeiro terço de altura da encosta, enquanto que a segunda seria instalada no segundo terço da altura do maciço.

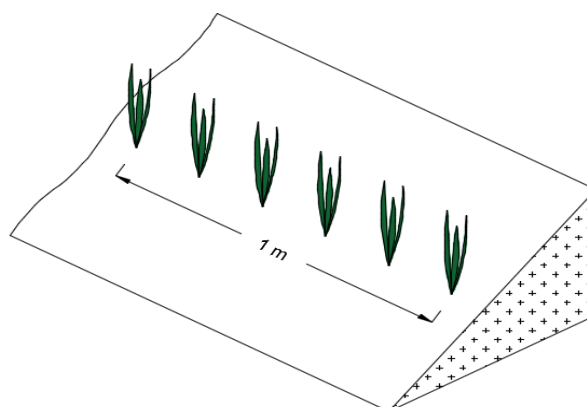
4.3.3 Aplicação de cobertura vegetal

Conforme se viu ao longo deste projeto, desenvolveu-se uma estrutura de solo grampeado com a finalidade de conter instabilidades profundas e rasas através da aplicação de grampos e uso de tela metálica de alta resistência. Ainda que os principais objetivos tenham sido atingidos, propõe-se ainda a implantação de uma cobertura vegetal na face da encosta de modo a proporcionar um melhor acabamento à obra, bem como mitigar processos erosivos na camada superficial do solo.

No mérito da espécie vegetal escolhida para realizar a cobertura da encosta se optou por utilizar a gramínea *Vetiveria zizanioides*, mais conhecida por vetiver. A razão por sua escolha toma em conta principalmente fatores de ordem climática, ambiental e funcional, pois é extremamente adaptável a locais áridos e úmidos, podendo ser instalada também em regiões que apresentem solos extremamente ácidos e básicos, ser perene, bem como poder ser consorciada com outras espécies de plantas, tais como leguminosas. Adicionam-se as características anteriores a capacidade dessas plantas criarem uma barreira vegetal viva e densa, a qual retem sedimentos e reduz a energia potencial do escoamento de águas pluviais sobre o solo, bem como o rápido crescimento e desenvolvimento de sistema de raízes de até três metros de comprimento, as quais provêm um reforço adicional para a estabilização de camadas superficiais (Deflor, 2006).

A instalação de barreiras de vetiver para o presente estudo seguirá as instruções indicadas em Deflor (2006), que sugere a plantação das gramíneas no sentido transversal à declividade da encosta, ou seja, em níveis ou linhas de plantas, objetivando reter sedimentos e reduzir o poder erosivo causado pelo escoamento das águas pluviais sobre a superfície. Considera-se ainda que para cada metro de linha de plantas sejam plantadas seis mudas de vetiver, como mostra a Figura 77, tendo em vista que as mesmas não podem ser obtidas por germinação de sementes, mas apenas por mudas obtidas de outras touceiras.

Figura 77 – Plantação de mudas de vetiver em linha

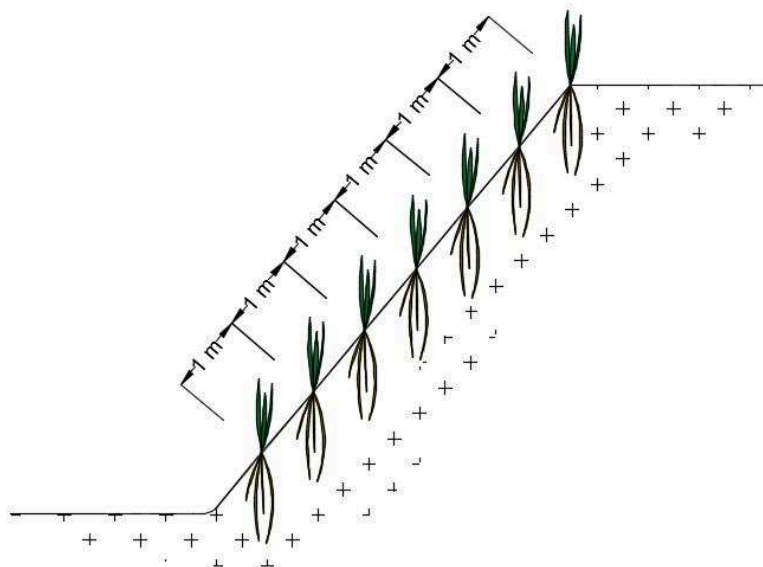


Fonte: desenvolvido pelo autor

Para fins de espaçamentos entre linhas de gramíneas vetiver deverá ser usado 1 metro, conforme Deflor (2006), que relaciona a inclinação da encosta com as distâncias entre níveis de gramíneas. Na Figura 78 pode ser verificado exemplo

expondo os espaçamentos entre linhas de vetiver, ao passo que na Tabela 6 são reproduzidos os valores apresentados por Deflor (2006).

Figura 78 – Espaçamentos entre linhas de vetiver



Fonte: desenvolvido pelo autor

Tabela 6 – Relacionamento da inclinação da encosta com as distâncias entre níveis de gramíneas

Inclinação		Distância em nível entre barreiras (m)
Graus	Porcentagem	
2	3,50	28,70
5	8,80	11,50
10	17,60	5,80
15	27,00	4,00
25	46,60	2,40
30	57,70	2,00

Fonte: Adaptado de Deflor (2006)

4.3.4 Aplicação de manta de controle de erosão

Observada que a encosta do Morro do Iriú é constituída por formações de grandes inclinações, bem como por ser caracterizada pela presença de materiais de granulometria predominantemente fina (argila), percebe-se que o local está condicionado à ocorrência de erosão hídrica de alta intensidade. Com o propósito de reduzir o potencial erosivo causado pela água até que as linhas de vetiver se

estabeleçam, assim como suas consequências, tais como a abertura de canais e mesmo vazios debaixo da tela metálica de alta resistência, é proposta a utilização de mantas de controle de erosão, neste caso a TECMAT® da Geobrugg recomendada por Cala et al. (2012).

A razão para se usar a manta de controle de erosão acontece também por criar um ambiente que auxilia o crescimento da vegetação na encosta, trazendo como benefícios futuros o substancial armazenamento de água nas próprias plantas e efeito de estabilização promovido pelas raízes, assim como foi visto ao longo do item 2.5.1.

Deste modo, a instalação das mantas de controle de erosão ocorrerá sobre a área inclinada da encosta, bem como acontecerá anteriormente a etapa de assentamento das telas TECCO® e após plantio das mudas de vetiver.

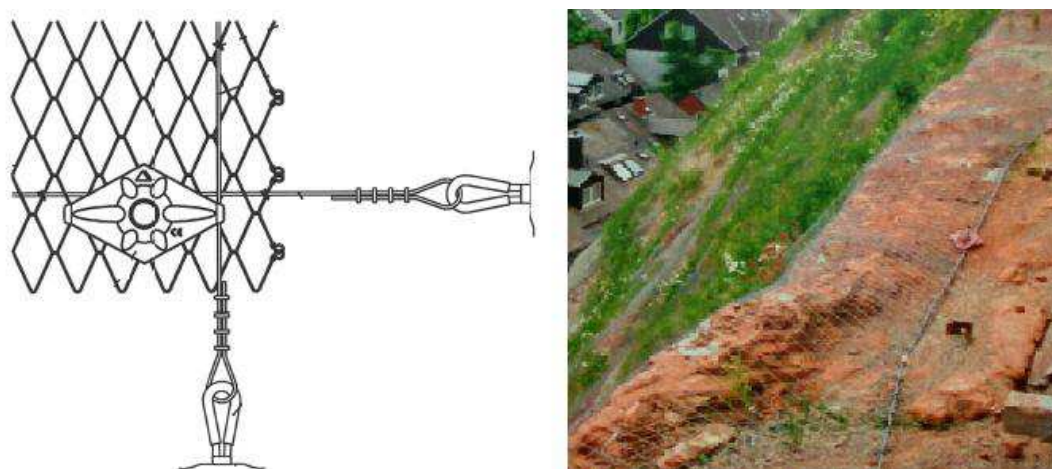
4.3.5 Ancoragem e fixação dos bordos das telas metálicas de alta resistência

No contexto de se estabilizar adequadamente a encosta do Morro do Iriú é prevista a retirada de uma faixa de um metro de largura da mata localizada no topo do maciço. Tal medida visa prover área para que aconteça a ancoragem das telas TECCO® no topo da estrutura, sendo isso possível através da instalação de grampos nas bordas das malhas. Tendo em vista que Cala et al. (2012) não especificam o tipo de grampo, nem comprimento e ângulo de instalação para ancoragens, para fins deste projeto foram utilizados reforços SAS 550/620 de 28 milímetros de diâmetro (SAS, [201-]) com comprimentos de 2 metros, já contabilizados na Tabela 4, instalados perpendicularmente ao solo.

Juntamente ao uso de grampos no topo da encosta para realização da ancoragem das telas metálicas no local, é aconselhável usar tanto nos bordos laterais, superior e inferior um sistema de cabos de contorno, sendo estes últimos feitos de fios de aço arranjados de forma espiral. A utilização destas cordas, que são tensionadas e presas a suportes no solo, tem como função prover reforço para as áreas que contêm os bordos das telas metálicas TECCO® (CALA et al., 2012). No que diz respeito a execução deste projeto serão utilizadas cordoalhas que são

aplicadas para estruturas de concreto protendido, porém com semelhanças aos cabos de contorno recomendadas pelos mesmos autores anteriores, ou seja, com resistências a ruptura entre 63 e 91 kN. Tais cordoalhas correspondem as disponibilizadas pela ArcelorMittal (2015), sendo do modelo CP 150 RB com resistência mínima de ruptura igual a 74,5 kN. Um esquema evidenciando a direção nas quais as cordas são instaladas, bem como exemplo aplicado em campo podem ser verificados na Figura 79.

Figura 79 – Esquema de cordas de contorno e aplicação no campo



Fonte: adaptado de Cala et al., 2012

4.4 QUANTIFICAÇÃO DOS ITENS UTILIZADOS

Através da Tabela 7 procura-se mostrar de forma simples e detalhada todos os materiais e serviços que serão utilizados na execução do projeto desenvolvido.

Tabela 7 - Resumo dos materiais e serviços utilizados para a estabilização de encosta

QUANTIFICAÇÃO DE SERVIÇOS E MATERIAIS			
Material	Marca	Modelo	Quantidade
Grampos de ancoragem de 2 m utilizados na base	SAS	SAS 550/620	26 un.
Grampos de estabilização de 9 m	SAS	SAS 550/620	216 un.
Grampos de ancoragem de 2 m utilizados no topo	SAS	SAS 550/620	27 un.
Placas de apoio	Geobruigg	P25	269 un.
Telas metálicas de alta resistência	Geobruigg	TECCO G45/2	782,5 m ²
Manta de controle de erosão	Geobruigg	TECMAT	735 m ²
Tubulação PVC para drenos profundos com 50 mm de diâmetro e 15 m de comprimento	Qualquer	Qualquer	8 un.

Tubos de polietileno com 10 mm de diâmetro ¹	Rotiplast	PEBD 10mm x 1,50	43 rolos
Volume de calda de cimento + 30%	Qualquer	CP-II-E-32 RS	19,29 m ³
Cordoalhas (cabos de contorno)	ArcelorMittal	CP 150 RB	130 m
Centralizadores com 10 cm de diâmetro	Qualquer	Qualquer	970 un.
Grampos de conexão	Geobruigg	T3	1125 un.
Âncoras para cordoalhas ²	Qualquer	Qualquer	8 un.
Serviço			Quantidade
Escavações de 10 cm de diâmetro para inserção de grampos			2050,00 m
Escavações de 5,5 cm de diâmetro para drenos profundos			120 m
Cobertura vegetal com gramínea vetiver ³			735 m ²

¹Cada rolo de tubos de polietileno vem com 100 metros de comprimento

²Utilização de âncoras de qualquer marca ou modelo desde que a resistência das mesmas seja igual ou superior a das cordoalhas

³Cobertura vegetal de toda área da face da encosta seguindo procedimento descrito no item 4.3.3

Fonte: desenvolvido pelo autor

4.5 ESQUEMAS ILUSTRATIVOS DO PROJETO DESENVOLVIDO

Desenhos esquemáticos da estrutura projetada podem ser verificados nos APÊNDICES F, G, H e I, sendo os APÊNDICES F e H vistas isométricas do muro de contenção para os trechos norte e sul da encosta, respectivamente, ao passo que os APÊNDICES G e I são ilustrações de seções (cortes) obtidas através dos esquemas isométricos. Destaca-se que nos desenhos não foram apresentadas as disposições das plantas instaladas no maciço de modo a permitir melhor visualização de todos os acessórios utilizados no grampeamento propriamente dito.

5 CONCLUSÃO

Com base no conjunto de dados levantados, bem como o dimensionamento executado, percebe-se que a construção de estrutura de solo grampeado com associação com telas metálicas de alta resistência se mostra eficiente no que diz respeito a evitar a ocorrência de instabilidades tanto profundas como superficiais. Tal feito foi atingido por análises verificando a variação do fator de segurança frente à rupturas circulares, em relação a modificação de parâmetros inerentes aos reforços, tais como comprimentos, diâmetros, ângulos de instalação e espaçamentos entre os mesmos.

Verificou-se que do total de 27 análises executadas, o incremento no diâmetro das hastes para o seguinte tamanho disponível não trazia ganhos muito significativos para o valor do fator de segurança. Em geral, com cada incremento nos diâmetros de barras era possível se realizar a diminuição no comprimento das hastes em média 25 centímetros para se obter fatores de segurança iguais ou próximos a 1,4, porém possuindo estes reforços mais robustos pesos mais elevados, devido à baixa redução de seus comprimentos. Para fins do projeto desenvolvido foi necessário utilizar grampos com 28 milímetros de diâmetro, pois barras mais finas não eram suficientes para suportar as cargas combinadas provenientes das análises de verificação de adequabilidade das telas metálicas de alta resistência.

Em relação aos comprimentos dos grampos, os mesmos são uma consequência direta da densidade de reforços instalados no maciço, bem como da profundidade das superfícies de ruptura. Através da abordagem utilizada para o dimensionamento estrutural, encontraram-se alternativas de estabilização com grampos com comprimentos próximos ao valor de 8 metros, até projetos que ultrapassavam a faixa dos 11 metros. De maneira geral, as análises com reforços mais curtos demandavam grandes densidades de grampos, requerendo como produto final uma maior quantidade de grampos utilizados, ao passo que concepções com maiores reforços tinham menor custo de aquisição dos materiais, mas com maior possibilidade de que ocorressem imprevistos na execução da obra. Neste sentido, a concepção escolhida aparentou possuir boa relação custo x benefício, pois toma em conta fatores de ordem executiva em suas análises.

Quanto aos ângulos escolhidos para a instalação dos grampos no maciço, experimentaram-se os valores de 20, 25 e 30 graus, assim como ocorria na maioria das obras encontradas na literatura. No presente estudo os grampos inclinados em 30 graus apresentaram o melhor desempenho no aumento dos fatores de segurança.

No decorrer do dimensionamento da estrutura foi apresentado também um sistema de drenagem utilizando drenos sub-horizontais profundos. Para fins de aplicação destes drenos em campo se fez uma consulta a FGS Geotecnia, a qual informou um valor prático a ser utilizado para espaçamento entre drenos em situações normais de percolação, porém ressaltando que análises mais precisas necessitariam ser realizadas de modo a avaliar efetivamente o comportamento do maciço em relação ao escoamento da água no seu interior. Destaca-se que o estudo de estruturas de drenagem adicionais é oportuno no mérito de prover adequado descarte às águas provenientes da encosta ou de outras regiões do Morro do Iririú, tal como instalação de canaletas no pé da encosta, uso de dissipadores de energia em degraus nas laterais da encosta estabilizada que recebessem escoamento de água de locais mais elevados, entre outros.

Associado aos projetos complementares se fez ainda uma avaliação de possíveis coberturas vegetais que poderiam ser aplicadas na face da encosta de modo a fornecer um melhor acabamento, bem como um possível reforço adicional. Escolheu-se assim pelo o uso da gramínea vetiver, a qual possui boa adaptabilidade a ambientes com condições adversas de solos, aptas a manter-se resistente ao longo de todo o ano, bem como desenvolver raízes longas com capacidade de fornecer proteção contra ocorrência de instabilidades rasas. Outro fator que favorece seu uso é a possibilidade de consorciação com leguminosas, trazendo como benefícios a fixação de nitrogênio nos solos e consequente aumento da fertilidade do mesmo (DEFLOR, 2016; CABALLERO, 2016).

Destaca-se que embora o levantamento dos custos para a execução de uma obra desse porte não tenha sido feito, percebe-se que o valor final referente à construção desta estrutura superaria com grande margem o valor das duas casas do terreno que seriam possivelmente atingidas por uma instabilização, tendo em vista que as moradias são bastante simples. Essa conclusão é possibilitada tomando em

conta os custos que seriam envolvidos somente para a abertura dos furos destinados a instalação dos grampos, que giram em torno de R\$ 200,00 por metro perfurado em solo, resultando em um valor final deste serviço próximo aos R\$ 410.000,00. Portanto, no âmbito dessa análise simplória sem contar com os custos referentes a aquisição de materiais para a estrutura e mobilização de equipe de trabalho, prevê-se que o realocamento dessas famílias para áreas livres de riscos de instabilidades se mostraria mais adequado, porém levar em conta estudos com dados adicionais, tais como potenciais futuros usos da área, preços dos terrenos, entre outros, poderiam fazer com que a obra de estabilização fosse justificada.

Como sugestão para trabalhos futuros propõe-se a execução de estudos que avaliem os diferentes métodos de equilíbrio limite que são usualmente aplicados na determinação de fatores de segurança, permitindo deste modo julgar os mais adequados para utilização no desenvolvimento de projetos de estabilização em solo grampeado e expor os desvios médios apresentados por cada um em determinados cenários. Dentre outras análises que poderiam ser feitas e relacionadas ao tema de estabilidade de encostas existe a criação de mapas expondo as regiões de Joinville ou de outras cidades mais susceptíveis a ocorrência de movimentos de massa, associados com dados adicionais, tais como pluviosidade, que permitiriam fornecer deste modo um sistema de previsão à ocorrência de movimentos de massa quando uma determinada taxa de precipitação fosse observada, por exemplo.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMSON, L. W. et al. **Slope Stability and Stabilization Methods**. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2001. 736 p.

AHRENDT, A. **Movimentos de massa gravitacionais - Proposta de um sistema de previsão: Aplicação na área urbana de Campos do Jordão - SP**. 364 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

ALBATAINEH, N. **Slope stability analysis using 2D and 3D methods**. 129 p. Dissertação (Mestrado de Ciências) - The University Of Akron, Akron, 2006.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Direct shear test of soils under consolidated drained conditions: D3080**. USA, 1998. 6p.

ARCELORMITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. 2015. Disponível em: <<http://longos.arcelormittal.com/produtos/construcao-civil/fundacoes-contencoes/fios-e-cordoalhas>>. Acesso em: 16 maio 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de Taludes. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2009. 33 p.

AUGUSTO FILHO, O.; CERRI, L. E. S.. **Programa Serra do Mar**: Carta geotécnica da Serra do Mar nas folhas de Santos e Riacho Grande. São Paulo: Ipt, 1988. 49 p.

BABA, K. et al. Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element methods applied to a railway in the Moroccan Rif. **Open Journal Of Civil Engineering**. [s.l], p. 27-32. 13 mar. 2012.

BO, M. W. et al. Environmentally friendly slope stabilization using a soil nail and root system in Canada. In: INDRARATNA, B.; CHU, J.; RUJIKIATKAMJORN, C. (Ed.). **Ground improvement case histories: Chemical, electrokinetic, thermal and bioengineering**. Oxford: Butterworth-heinemann, 2015. Cap. 21. p. 629-654.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th ed. New York: Mcgraw Hill, 1997. 1168 p.

BRUCE, D. A.; JEWELL, R. A.. Soil nailing: Application and practice - Part 1. **Ground Engineering**, [s.l], v. 19, n. 8, p.10-15, 1986.

BRUCE, D. A.; JEWELL, R. A.. Soil nailing: Application and practice - Part 2. **Ground Engineering**, [s.l], v. 20, n. 1, p.21-33, 1987.

CABALLERO, S. S. U. **Fixação biológica de nitrogênio**. 2016. Disponível em: <http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/cana-de-acucar/arvore/CONTAG01_31_711200516717.html>. Acesso em: 03 jun. 2016.

CAŁA, M. et al. **TECCO Slope Stabilization System and RUVOLUM Dimensioning Method**. Romanshorn: Agh, 2012. 227 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das rochas - Fundações - Obras de terra**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc Livros Técnicos e Científicos Editora, 2013. 498 p.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical Design - Part 1: General rules**. Brussels: European Committee For Standardization, 2004. 168 p.

CPRM. **Mapas geológicos e de recursos minerais executados pela CPRM (Pós 2003)**. [20--]. Disponível em: <<http://geobank.cprm.gov.br/>>. Acesso em: 13 mar. 2016.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J.. Landslide types and processes. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, L. R. (Ed.). **Landslides: Investigation and mitigation**. Washington, Dc: Transportation Research Board, 1996. p. 36-75.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011. 632 p.

DEFLOR. **Uso do vetiver na estabilização de taludes e encostas**. 3. ed. Belo Horizonte: Fapi Ltda, 2006. 20 p.

DEFLOR. **Capim Vetiver**. 2016. Disponível em: <<http://deflor.com.br/produtos-2/capim-vetiver/>>. Acesso em: 03 jun. 2016.

DYWIDAG. **Sistemas de protensão com barras DYWIDAG: Aplicações geotécnicas**. 2015. Disponível em: <<https://www.dywidag.com.br/downloads/catalogos-protendidos-dywidag.html>>. Acesso em: 28 abr. 2016.

FERRETTI, P. C. B. et al. **Revestimento flexível com geomanta reforçada para solo grampeado em taludes de Angra dos Reis**. [S. l]: Relatório Maccaferri, [2011]. 6 p.

FOSSSEN, H. **Structural Geology**. New York: Cambridge University Press, 2010. 480 p.

FRANCO, B. O. M. **Uso de sistema computacional em projeto de solo grampeado**. 169 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

FUNDEMA. **Diagnóstico socioambiental do morro do Iririú e entorno imediato: Subsídios à proposta de criação da área de relevante interesse ecológico (ARIE) do morro do Iririú**. [2011?]. Disponível em: <https://www.google.com.br/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjG9tyM_NbLAhVIG5AKHd9gCOMQFggcMAA&url=https://www.joinville.sc.gov.br/arquivo/download/codigo/717->

Proposta+de+cria%C3%A7%C3%A3o+da+ARIE+do+Irir%C3%BA+-+diagn%C3%B3stico+socioambiental+3.html&usg=AFQjCNFbAr7V1rCe7sEDO9Ewd-vq1qWQ1w&sig2=_D_2oDFQ4eJQqcNPETjqbA&bvm=bv.117218890,d.Y2I>.
Acesso em: 15 mar. 2016.

GEOBRUGG. **Sistemas TECCO®/SPIDER® estabilizam taludes usando aço de alta resistência.** [20--]. Disponível em: <http://www1.geobrugg.com/content/Portals/35/media/Download-Brochures/Geobrugg-AG_TECCO_SPIDER_pt.pdf>. Acesso em: 16 fev. 2016.

GEOBRUGG. **Perfil do projecto - Estabilização de taludes:** Agudo Hill Tunnel - BR-101. [2009?]. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/pt/Agudo-Hill-Tunnel-BR-101-23293.html?projekt_loesung_id=366>. Acesso em: 17 fev. 2016.

GEOBRUGG. **Perfil do projecto - Estabilização de taludes:** Carajas Mine, BR. [2010?]. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/pt/Carajas-Mine-23599.html?projekt_loesung_id=366>. Acesso em: 18 fev. 2016.

GEOBRUGG. **TECCO® Slope Stabilization:** Putnam County, West Virginia, USA. 2011. Disponível em: <http://www1.geobrugg.com/content/portals/35/media/tecco_slope-stabilization_putnam_county-wv.pdf>. Acesso em: 17 fev. 2016.

GEOBRUGG. **TECCO®/SPIDER® systems made of high-tensile steel wire:** Sustainable slope protection. [2015]. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/datei.php?src=portal/downloadcenter/dateien/downloadcenter/broschueren/TECCO-SYSTEM/SLOPE_brochure_TECCO_SPIDER_en_ch_72dpi_151210.pdf>. Acesso em: 17 fev. 2016.

GEORIO. **Manual técnico de encostas:** Ancoragem e grampos. Rio de Janeiro: Fundação Georio, 1999. 184 p.

GIACON, L. **Flexible facing for soil nailing retaining systems.** 145 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Università di Bologna, Bolonha, 2011.

GIRTY, G. H.. **Perilous Earth:** Understanding processes behind natural disasters. 2009. Disponível em: <<http://www.geology.sdsu.edu/visualgeology/naturaldisasters/>>. Acesso em: 24 fev. 2016.

HUNT, R. E.. Landslide and other slope failures. In: HUNT, R. E.. **Geotechnical engineering investigation manual.** New York: Mcgraw Hill, 1984. p. 665-784.

INFANTI JUNIOR, N.; FORNASARI FILHO, N.. Processos da dinâmica superficial. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Ed.). **Geologia de Engenharia.** São Paulo: Abge, 1998. p. 131-152.

IPT. Você sabia que o IPT atuou nos atendimentos emergenciais dos escorregamentos em Santa Catarina de 2008? [20--]. Disponível em: <http://www.ipt.br/institucional/campanhas/17-voce_sabia_que_o_ipt_atuou_nos_atendimentos_emergenciais_dos_escorregamentos_em_santa_catarina_de_2008.htm>. Acesso em: 01 mar. 2016.

KAUL, P. F. T. et al. **Projeto gerenciamento costeiro - GERCO (3ª fase):** Geologia. Florianópolis: [s.n.], 2002. 63 p.

KAUL, P. F. T.; TEIXEIRA, W.. Archean and early Proterozoic complexes of Santa Catarina, Paraná and São Paulo states, south-southeastern, Brazil: an outline of their geological evolution. **Revista Brasileira de Geociências**, São Paulo, v. 12, n. 1/3, p.172-182, 1982.

LAZARTE, C. A. et al. **Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls.** 7. ed. Washington, Dc: Federal Highway Administration, 2003. 182 p.

LIMA, A. P. et al. Modelagem numérica de estruturas de contenção com solo grampeado. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., 2002, Brasília. **XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural.** Brasília: Asaee, 2002. v. 1, p. 1 – 10.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaise.** 431 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2007.

LIMA, J. M. F. de. **Interação solo-grampo: Comparação dos resultados de campo com ensaios de laboratório.** 106 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MAIA, B. G. O. et al. **Bacias hidrográficas da região de Joinville.** 2014. Disponível em: <<http://www.cubataojoinville.org.br/index.php?site=publicacoes>>. Acesso em: 20 mar. 2016.

MENEZES, J. E. Q.; CARDOSO, A. I. S. **Estudo da interação mecânica entre redes metálicas pregadas e taludes rochosos.** In: X CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 2006, Lisboa. Anais do Livro de Atas de Conferência Nacional. [S. l : s. n.], 2006. 10p.

MOREIRA, M. R. **Atlas multimídia sobre movimentos de massa na Serra do Mar Paulista - município de Cubatão/SP.** 149 p. Tese (Doutorado) - Pós-graduação em Geociências e Meio Ambiente, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 2008.

MORETTO, R. L. **Análise dos efeitos da vegetação na proteção de taludes rodoviários e proposição de alternativas de revegetação na BR-386.** 155 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

NUMMER, A. V. **Parâmetros Geológico-Geotécnicos controladores dos Movimentos de Massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati, RS.** 220 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ORTIGÃO, J. A. R. et al. Experiência com solo grampeado no Brasil - 1970-1993. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16, n. 4, p.291-304, dez. 1993.

ORTIGÃO, J. A. R. Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 20, n. 1, p.39-43, 1997.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. Optimised design for soil nailed walls. In: GROUND IMPROVEMENT CONFERENCE, 3., 1997, London. **Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Geosystems.** London: Thomas Telford, 1997. p. 368 – 374.

PENA, R. F. A. **Agentes endógenos do relevo.** Disponível em: <<http://mundoeducacao.bol.uol.com.br/geografia/agentes-endogenos-relevo.htm>>. Acesso em: 01 de abril de 2016.

PINTO, R. C. et al. Considerações a respeito dos condicionantes utilizados em pesquisas envolvendo movimentos de massa. **Geoinfórmica: Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia**, Maringá, v. 5, n. 1, p.102-127, 2013.

PITTA, C. A. et al. Solo grampeado: alguns detalhes executivos, ensaios - casos de obras. In: WORKSHOP SOLO GRAMPEADO: PROJETO, EXECUÇÃO, INSTRUMENTAÇÃO E COMPORTAMENTO, 1., 2003, São Paulo. **Anais da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.** São Paulo: Abms, 2003. p. 1 - 20.

PITTA, C. A. et al. Alguns detalhes da prática de execução do solo grampeado. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS, 6., 2013, Angra dos Reis. [s. l. : s.n], 2013. p. 1 - 24.

PMJ. **Susceptibilidade e Ocorrências de Movimentos de Massa.** Prefeitura Municipal de Joinville, 2011.

PRASHANT, A.; MUKHERJEE, M. **Soil nailing for stabilization of steep slopes near railway tracks.** Lucknow: Indian Institute Of Technology Kanpur, 2010. 203 p.

RIBEIRO, L. F. B. Processos exógenos na elaboração do relevo. In: HACKSPACHER, P. C. (Org.). **Dinâmica do relevo: Quantificação de processos formadores.** São Paulo: Editora Unesp, 2011. Cap. 3. p. 53-85.

SAS. **Sistemas geotécnicos SAS.** [201-]. Disponível em: <<http://sasprotensao.com/download>>. Acesso em: 28 abr. 2016.

SANTOS, G. A. F. **Soluções de pregagens para a estabilização de taludes: Uma contribuição para o seu dimensionamento.** 142 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014.

SHAH, B. H. **Field manual on slope stabilization.** 2008. Disponível em: <<http://www.erra.pk/Reports/Environment/slopestabilization.pdf>>. Acesso em: 13 fev. 2016.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha.** 360 p. Tese (Doutorado) - Doutorado em Ciências de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, A. M. B. G. **Condicionantes geológico-geotécnicos de escavação grampeada em solo residual de gnaiss.** 126 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SILVA, D. P. **Análise de diferentes metodologias executivas de solo grampeado a partir de ensaios de arrancamento realizados em campo e laboratório.** 313 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

SILVA, D. P. et al. Solo grampeado: A arte de estabilizar, uma técnica moderna e eficaz. **Revista Fundações e Obras Geotécnicas**, São Paulo, v. 1, n. 0, p.38-43, ago. 2010.

SILVA, M. A. **Aplicação de lógica nebulosa para a previsão do risco de escorregamentos de taludes em solo residual.** 150 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PGECIV), Centro de Tecnologias e Ciências, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SILVA, T. P. **Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss.** 144 p. Dissertação (Mestrado) - Curso do Programa de Pós-graduação em Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SILVEIRA, W. N. et al. **História de Inundações em Joinville: 1851-2008.** Curitiba: Organic Trending, 2009. 153 p.

SOLOTRAT. **Manual de serviços geotécnicos.** 3. ed. São Paulo: [s.n], 2009. 17 p.

SOLOTRAT. **Manual de serviços geotécnicos.** 5. ed. São Paulo: [s.n], 2015. 21 p.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss.** 310 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SUTILI, F. J. **Manejo biotécnico do arroio Guarda-Mor: princípios, processos e práticas.** 2004. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

TONUS, B. P. A. **Estabilidade de taludes: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar paranaense.** 147 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Curso de Programa de Pós-graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

UBERTI, A. A. A. **Boletim técnico do levantamento da cobertura pedológica e da aptidão agrícola das terras das bacias hidrográficas da vertente leste.** Boletim técnico. Joinville: Pmj, 2011. 87 p.

UBERTI, A. A. A.; SARTOR, L. R. **Cobertura Pedológica do Município de Joinville.** Prefeitura Municipal de Joinville, 2012. Escala 1:10.000.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-1902: Slope Stability.** 1st ed. Washington, Dc: Us Army Corps Of Engineers, 2003. 210 p.

VANACÔR, R. N. **Sensoriamento remoto e geoprocessamento aplicados ao mapeamento de áreas susceptíveis a movimentos de massa na região nordeste do estado do Rio Grande do Sul.** 131 p. Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto) - Curso do Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

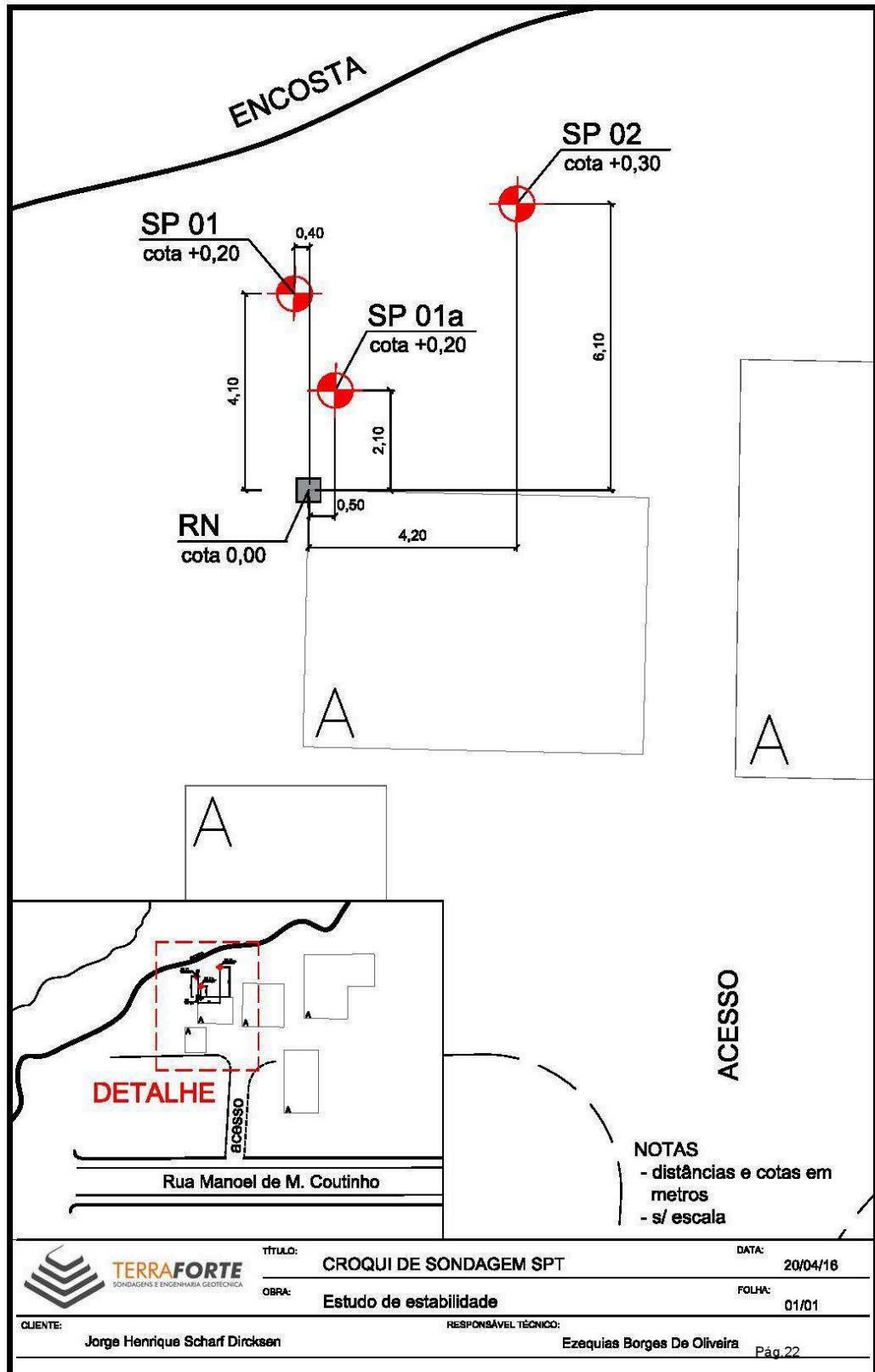
VIEIRA, C. V. **Mapeamento Geológico Costeiro e Evolução Paleográfica do Setor Oriental da Folha de Garuva, Nordeste de Santa Catarina, Brasil.** 171 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

TAN, Yean-chin; CHOW, Chee-meng. Slope stabilization using soil nails: Design assumptions and construction realities. In: MALAYSIA-JAPAN SYMPOSIUM ON GEOHAZARDS AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING: RECENT ADVANCES, 1., 2004, Bangi. **Proceedings of the Malaysia-Japan Symposium on Geohazards and Geoenvironment Engineering: Recent Advances.** [s.l. : s.n], 2004. p. 1 - 13.

ZIRLIS, A. C. **Solo grampeado - Execução.** In: MESA REDONDA EM EVENTO NO I.E. PROMOVIDO PELA ABMS, 1., 1999, [s.l. : s.n], 1999. p. 1 - 20.

ANEXOS

ANEXO A – CROQUI COM DISPOSIÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM SPT EXECUTADOS POR TERRAFORTE



TÍTULO: CROQUI DE SONDAGEM SPT
 OBRA: Estudo de estabilidade

DATA: 20/04/16
 FOLHA: 01/01

CLIENTE: Jorge Henrique Scharf Dirksen

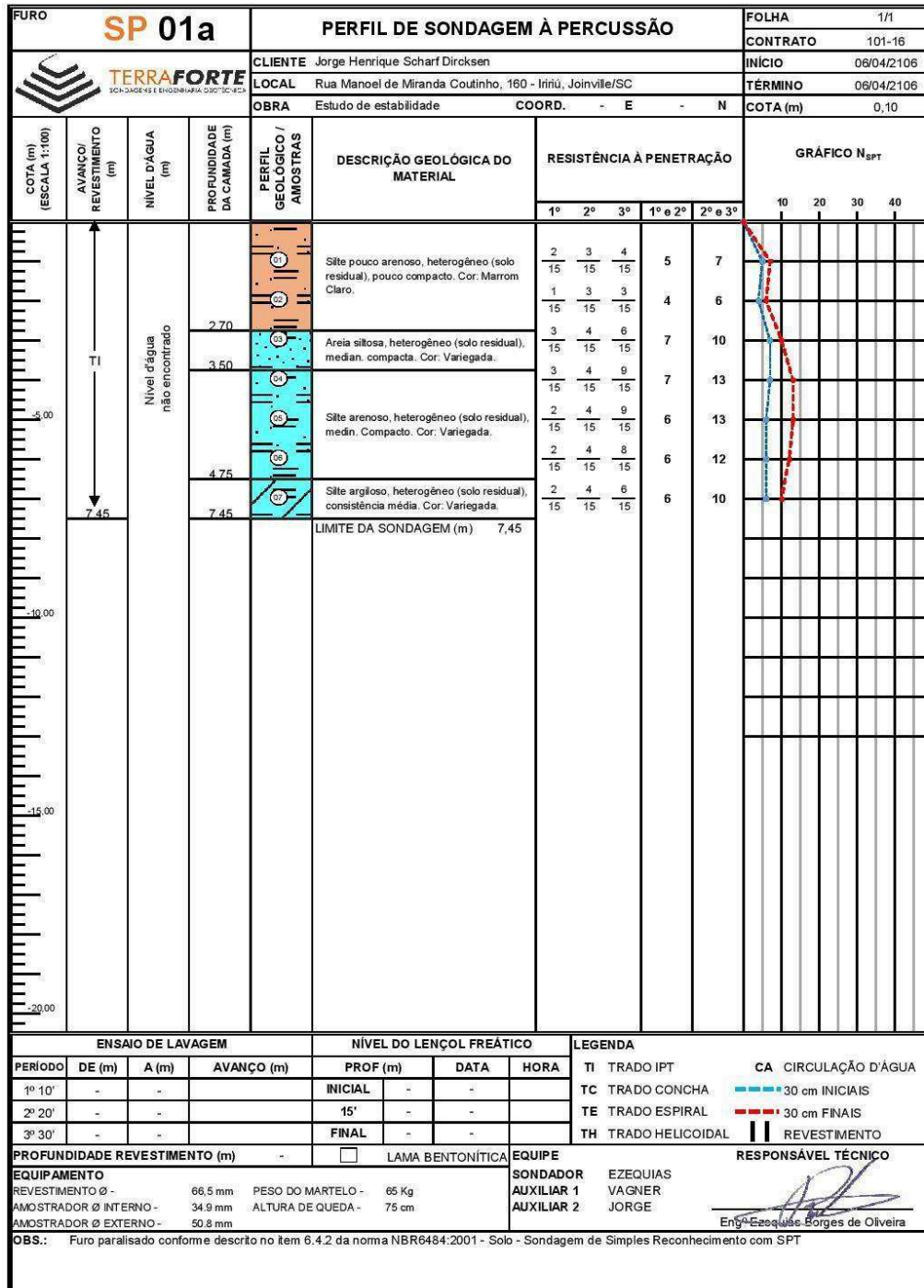
RESPONSÁVEL TÉCNICO: Ezequias Borges De Oliveira

ANEXO B – LAUDO DE SONDAEM SPT PARA SP-01 EXECUTADO POR TERRAFORTE



FURO SP 01			PERFIL DE SONDAEM À PERCUSSÃO				FOLHA 1/1							
			CLIENTE Jorge Henrique Scharf Dirksen				CONTRATO 101-16							
LOCAL Rua Manoel de Miranda Coutinho, 160 - Iritiú, Joinville/SC			OBRA Estudo de estabilidade				COORD. - E - N							
INÍCIO 06/04/2106			TERMINO 06/04/2106				COTA (m) 0,20							
COTA (m) (ESCALA 1:100)	AVANÇO/ REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO / AMOSTRAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO			GRÁFICO N _{SPT}					
						1º	2º	3º	1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40
	TI ↓ 2,45	Nível d'água não encontrado	1,40		Silt pouco arenoso, heterogêneo (solo residual), med. compacto. Cor: Marrom.	1 15	5 15	6 15	6	11				
			2,45		Areia silteosa, heterogêneo (solo residual), med. compacto. Cor: Variegada.	3 15	6 15	8 15	9	14				
			LIMITE DA SONDAEM (m) 2,45											
-5,00														
-10,00														
-15,00														
-20,00														
ENSAIO DE LAVAGEM PERÍODO DE (m) A (m) AVANÇO (m) 1º 10' - - - 2º 20' - - - 3º 30' - - -				NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO PROF (m) DATA HORA INICIAL - - - 15' - - - FINAL - - -			LEGENDA TI TRADO IPT CA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA TC TRADO CONCHA TC 30 cm INICIAIS TE TRADO ESPIRAL TE 30 cm FINAIS TH TRADO HELICOIDAL REVESTIMENTO							
PROFUNDIDADE REVESTIMENTO (m) - <input type="checkbox"/> LAMA BENTONÍTICA				EQUIPE SONDADOR EZEQUIAS AUXILIAR 1 VAGNER AUXILIAR 2 JORGE			RESPONSÁVEL TÉCNICO Eng. Ezequias Borges de Oliveira							
EQUIPAMENTO REVESTIMENTO Ø - 66,5 mm PESO DO MARTELO - 65 Kg AMOSTRADOR Ø INTERNO - 34,9 mm ALTURA DE QUEDA - 75 cm AMOSTRADOR Ø EXTERNO - 50,8 mm				OBS.: Furo interrompido devido à presença de cascalho, interrompendo o avanço. O furo foi deslocado diametralmente.										

ANEXO C – LAUDO DE SONDAGEM SPT PARA SP-01a EXECUTADO POR TERRAFORTE



ANEXO D – LAUDO DE SONDAEM SPT PARA SP-02 EXECUTADO POR TERRAFORTE



FURO		SP 02		PERFIL DE SONDAEM À PERCUSSÃO				FOLHA						
				CLIENTE Jorge Henrique Scharf Dirksen				1/1						
				LOCAL Rua Manoel de Miranda Coutinho, 160 - Iriúú, Joinville/SC				CONTRATO 101-16						
				OBRA Estudo de estabilidade				INÍCIO 07/04/2016						
				COORD. - E - N				TÉRMINO 07/04/2016						
								COTA (m) 0,30						
COTA (m) (ESCALA 1:100)	AVANÇO/ REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	PERFIL GEOLOGICO / AMOSTRAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO					GRÁFICO N _{SPT}			
						1º	2º	3º	1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40
0,30	6,45	Nível d'água não encontrado		01	Site pouco arenoso, heterogêneo (solo residual), pouco a median. compacto a compacto. Cor: Marrom Claro.	2	4	8	6	12				
			3,70	02		6	9	11	15	20				
			6,00	03		2	3	4	5	7				
			6,45	04	Site arenoso, heterogêneo (solo residual), pouco compacto à median. compacto. Cor: Variegada.	1	2	4	3	6				
				05		15	15	15	6	9				
				06	Site argiloso, heterogêneo (solo residual), consist. média. Cor: Variegada.	3	3	6	5	10				
				07		1	4	6	15	15				
					LIMITE DA SONDAEM (m) 6,45									
ENSAIO DE LAVAGEM			NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO			LEGENDA								
PERÍODO	DE (m)	A (m)	AVANÇO (m)	PROF (m)	DATA	HORA	TI	CA CIRCULAÇÃO D'ÁGUA						
1º 10'	-	-	-	INICIAL	-	-	TC	TRADO CONCHA 30 cm INICIAIS						
2º 20'	-	-	-	15'	-	-	TE	TRADO ESPIRAL 30 cm FINAIS						
3º 30'	-	-	-	FINAL	-	-	TH	TRADO HELICOIDAL REVESTIMENTO						
PROFUNDIDADE REVESTIMENTO (m) -				<input type="checkbox"/> LAMA BENTONÍTICA		EQUIPE		RESPONSÁVEL TÉCNICO						
EQUIPAMENTO						SONDADOR EZEQUIAS		 Eng.º Ezequias Borges de Oliveira						
REVESTIMENTO Ø -		66,5 mm		PESO DO MARTELO -		65 Kg								
AMOSTRADOR Ø INTERNO -		34,9 mm		ALTURA DE QUEDA -		75 cm								
AMOSTRADOR Ø EXTERNO -		50,8 mm				AUXILIAR 1 VAGNER								
						AUXILIAR 2 JORGE								
OBS.: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.2 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT														

APÊNDICES

APÊNDICE A – PARÂMETROS DE ENTRADA RESUMIDOS PARA APLICAÇÃO NO SOFTWARE RUVOLUM

Parâmetros geotécnicos de projeto	
Peso específico de projeto (γ_d)	14,41 kN/m ³
Ângulo de atrito de projeto (ϕ_d)	24,56°
Coesão de projeto (c_d)	0 kPa
Parâmetros inerentes ao projeto de solo grampeado	
Espaçamento horizontal entre grampos (a)	1,8 m
Espaçamento vertical entre grampos (b)	1,8 m
Ângulo de inclinação dos grampos (ψ)	30°
Ângulo de inclinação final na porção sul da encosta (α)	68°
Ângulo de inclinação final na porção norte da encosta (α)	50°
Propriedades dos grampos	
Diâmetro	28 mm
Peso	4,83 kg/m
Capacidade de suporte à tração (TR)	216,36 kN
Capacidade de suporte ao cisalhamento (SR)	124,91 kN
Propriedades inerentes ao faceamento com telas metálicas de alta resistência	
Telas metálicas TECCO G45/2	-
Placas de apoio P25	-
Raio do topo do cone de pressão (ζ)	0,15 m
Inclinação do cone de pressão em relação ao plano horizontal (δ)	45°
Força de pré-tensão (V)	30 kN
Espessura da camada superficial t submetida a instabilidades rasas	2 m
Resistência da tela TECCO G45/2 a tensões paralelas a encosta (Z_R)	10 kN
Capacidade de resistência da tela TECCO G45/2 a pressão quando aplicados esforços paralelos aos grampos (D_R)	80 kN
Resistência da tela TECCO G45/2 contra esforços cisalhantes aplicados na direção dos grampos (P_R)	40 kN

APÊNDICE B – RELATÓRIO GERADO POR RUVOLUM REALIZANDO INVESTIGAÇÃO DE INSTABILIDADES LOCAIS ENTRE GRAMOS

Investigação de instabilidades locais entre pregagens simples
--

Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração

Esforço máximo da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (nível de dimensionamento)	P_d [kN] =	13.6
Espessura do mecanismo deslizante decisivo	t_{rel} [m] =	0.52
Resistência da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (valor característico)	P_R [kN] =	40.0
Coefficiente de correcção ao corte na direcção das pregagens	γ_{PR} [-] =	<input style="width: 50px;" type="text" value="1.5"/>
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	P_R/γ_{PR} [kN] =	26.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$P_d \leq P_R/\gamma_{PR}$	Cumpre

Comprovação da malha à transmissão da força z na pregagem

Força paralela ao talude tomada em consideração para as condições de equilibrio	Z_d [kN] =	5.0
Resistência da malha às forças paralelas ao talude	Z_R [kN] =	10.0
Coefficiente de correcção da componente da força Z paralela ao talude	γ_{ZR} [-] =	<input style="width: 50px;" type="text" value="1.5"/>
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	Z_R/γ_{ZR} [kN] =	6.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$Z_d \leq Z_R/\gamma_{ZR}$	Cumpre

APÊNDICE C – RELATÓRIO GERADO POR RUVOLUM REALIZANDO INVESTIGAÇÃO DE INSTABILIDADES PARALELAS AO TALUDE

Investigação de instabilidades paralelas ao talude			
Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude			
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0	
Factor de carga para a influência da pré-tensão	γ_{VI} [-] =	<input type="text" value="0.8"/>	
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	V_{dI} [kN] =	24.0	
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{dI}	S_d [kN] =	65.2	
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] =	125.0	
Coefficiente de correcção da resistência ao corte da pregagem	γ_{SR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>	
Valor de cálculo de resistência da pregagem ao corte	S_{Rred}/γ_{SR} [kN] =	83.3	
Comprovação da capacidade de segurança:	$S_d \leq S_{Rred}/\gamma_{SR}$	Cumpre	
Comprovação da malha ao punçoamento			
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0	
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão	$\gamma_{V II}$ [-] =	<input type="text" value="1.5"/>	
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	$V_{d II}$ [kN] =	45.0	
Resistência da malha aos esforços na direcção das pregagens	D_R [kN] =	80.0	
Coefficiente de correcção da resistência por punçoamento	γ_{DR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>	
Valor de cálculo da resistência à tracção da pregagem	D_R/γ_{DR} [kN] =	53.3	
Comprovação da capacidade de segurança:	$V_{d II} \leq D_R/\gamma_{DR}$	Cumpre	
Comprovação da pregagem a esforços combinados			
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0	
Factor de carga pela influência positiva da pré-tensão V	γ_{VI} [-] =	0.8	
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	V_{dI} [kN] =	24.0	
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão V	γ_{VII} [-] =	1.5	
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	V_{dII} [kN] =	45.0	
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{dII}	S_d [kN] =	65.2	
Resistência máxima da malha ao corte	P_d [kN] =	13.6	
Resistência da pregagem à tracção	T_{Rred} [kN] =	216.0	
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] =	125.0	
Coefficiente de correcção da resistência à tracção	γ_{TR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>	
Coefficiente de correcção da resistência ao corte	γ_{SR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>	
Comprovação da capacidade de segurança:	$\{[V_{dII}/(T_{Rred}/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/\gamma_{SR})]^2\}^{0.5} \leq 1.0$	0.84	Cumpre
Comprovação da capacidade de segurança:	$\{[P_d/(T_{Rred}/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/\gamma_{SR})]^2\}^{0.5} \leq 1.0$	0.79	Cumpre

APÊNDICE D – RELATÓRIO GERADO POR RUVOLUM REALIZANDO INVESTIGAÇÃO DE INSTABILIDADES LOCAIS ENTRE GRAMPOS

Investigação de instabilidades locais entre pregagens simples
--

Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração

Esforço máximo da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (nível de dimensionamento)	P_d [kN] =	3.5
Espessura do mecanismo deslizante decisivo	t_{rel} [m] =	0.52
Resistência da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (valor característico)	P_R [kN] =	40.0
Coefficiente de correcção ao corte na direcção das pregagens	γ_{PR} [-] =	<input style="width: 50px;" type="text" value="1.5"/>
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	P_R/γ_{PR} [kN] =	26.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$P_d \leq P_R/\gamma_{PR}$	Cumpre

Comprovação da malha à transmissão da força z na pregagem

Força paralela ao talude tomada em consideração para as condições de equilibrio	Z_d [kN] =	5.0
Resistência da malha às forças paralelas ao talude	Z_R [kN] =	10.0
Coefficiente de correcção da componente da força Z paralela ao talude	γ_{ZR} [-] =	<input style="width: 50px;" type="text" value="1.5"/>
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	Z_R/γ_{ZR} [kN] =	6.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$Z_d \leq Z_R/\gamma_{ZR}$	Cumpre

APÊNDICE E – RELATÓRIO GERADO POR RUVOLUM REALIZANDO INVESTIGAÇÃO DE INSTABILIDADES PARALELAS AO TALUDE

Investigação de instabilidades paralelas ao talude

Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude

Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0
Factor de carga para a influência da pré-tensão	Y_{VI} [-] =	<input type="text" value="0.8"/>
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	V_{dI} [kN] =	24.0
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{dI}	S_d [kN] =	31.8
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] =	125.0
Coefficiente de correcção da resistência ao corte da pregagem	Y_{SR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Valor de cálculo de resistência da pregagem ao corte	S_{Rred}/Y_{SR} [kN] =	83.3
Comprovação da capacidade de segurança:	$S_d \leq S_{Rred}/Y_{SR}$	Cumpre

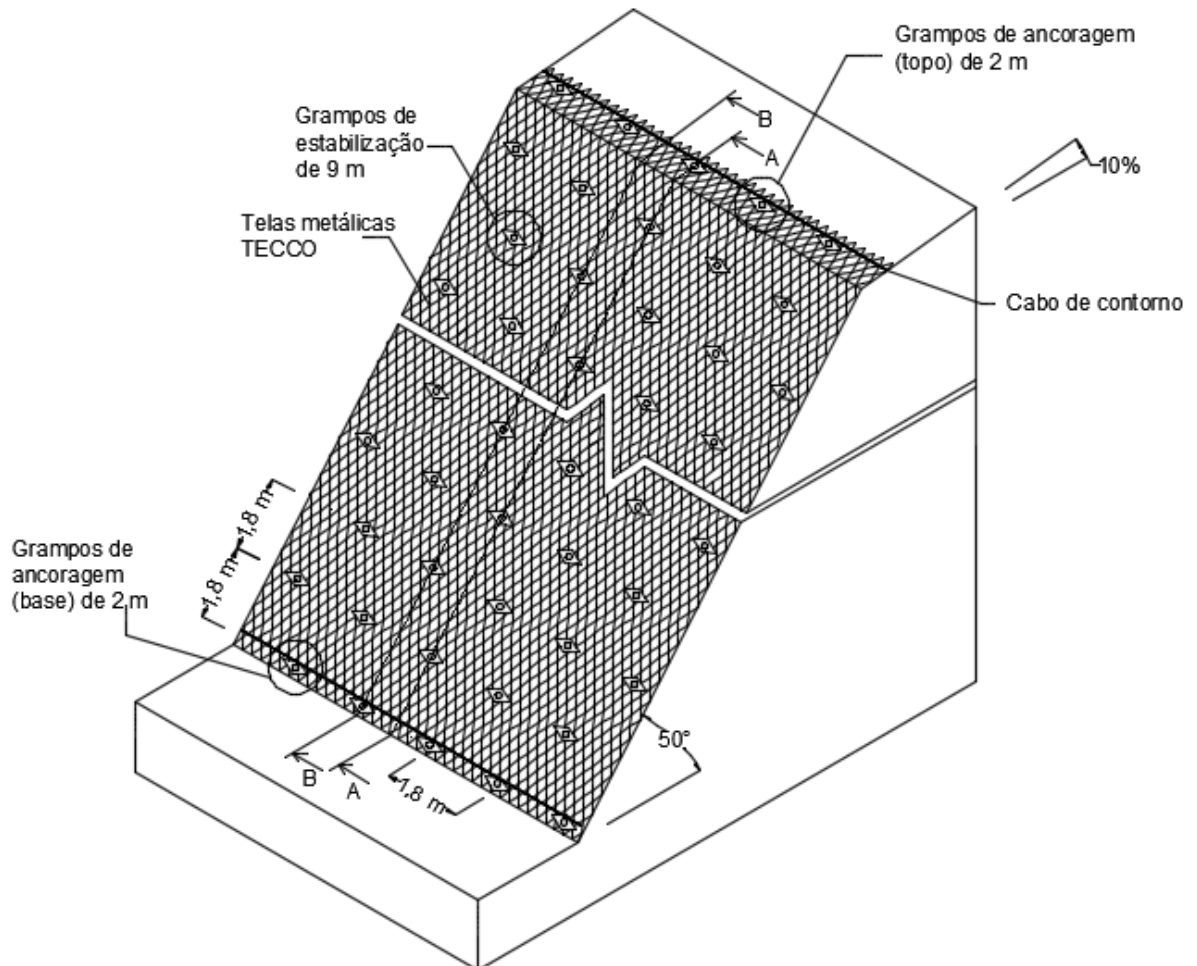
Comprovação da malha ao punçoamento

Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão	Y_{VII} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	V_{dII} [kN] =	45.0
Resistência da malha aos esforços na direcção das pregagens	D_R [kN] =	80.0
Coefficiente de correcção da resistência por punçoamento	Y_{DR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Valor de cálculo da resistência à tracção da pregagem	D_R/Y_{DR} [kN] =	53.3
Comprovação da capacidade de segurança:	$V_{dII} \leq D_R/Y_{DR}$	Cumpre

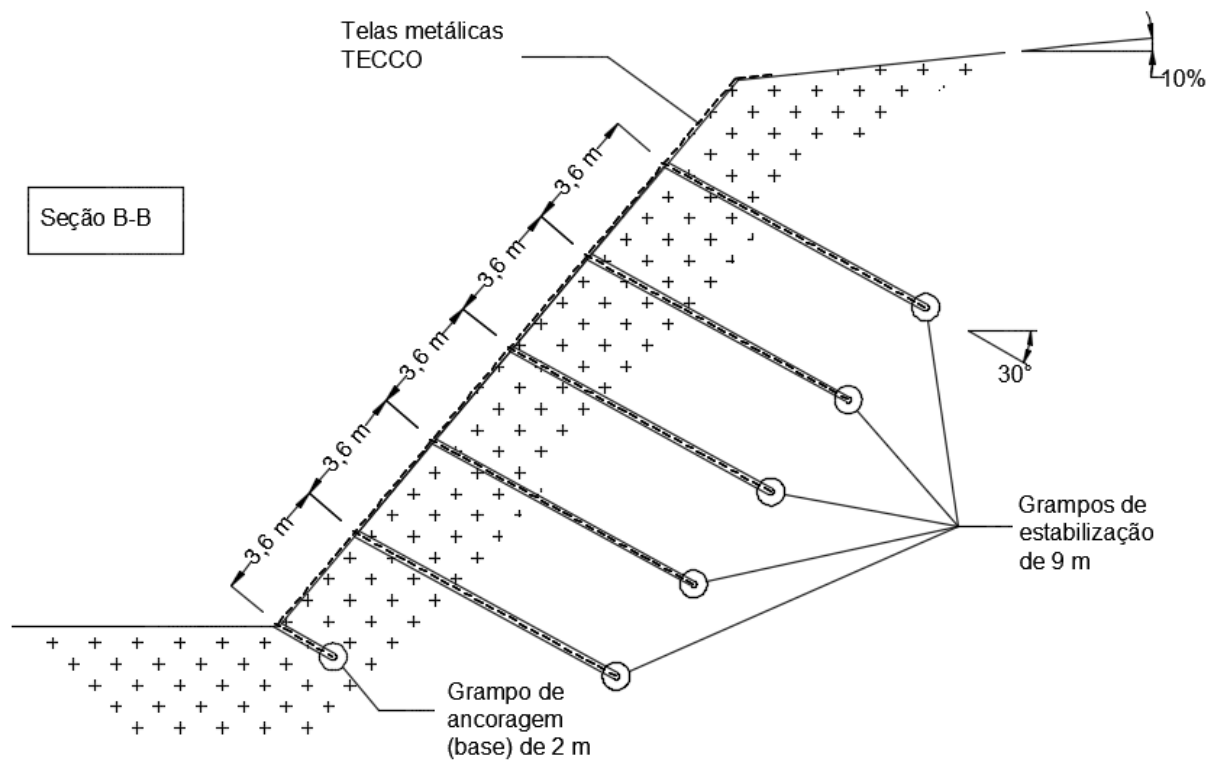
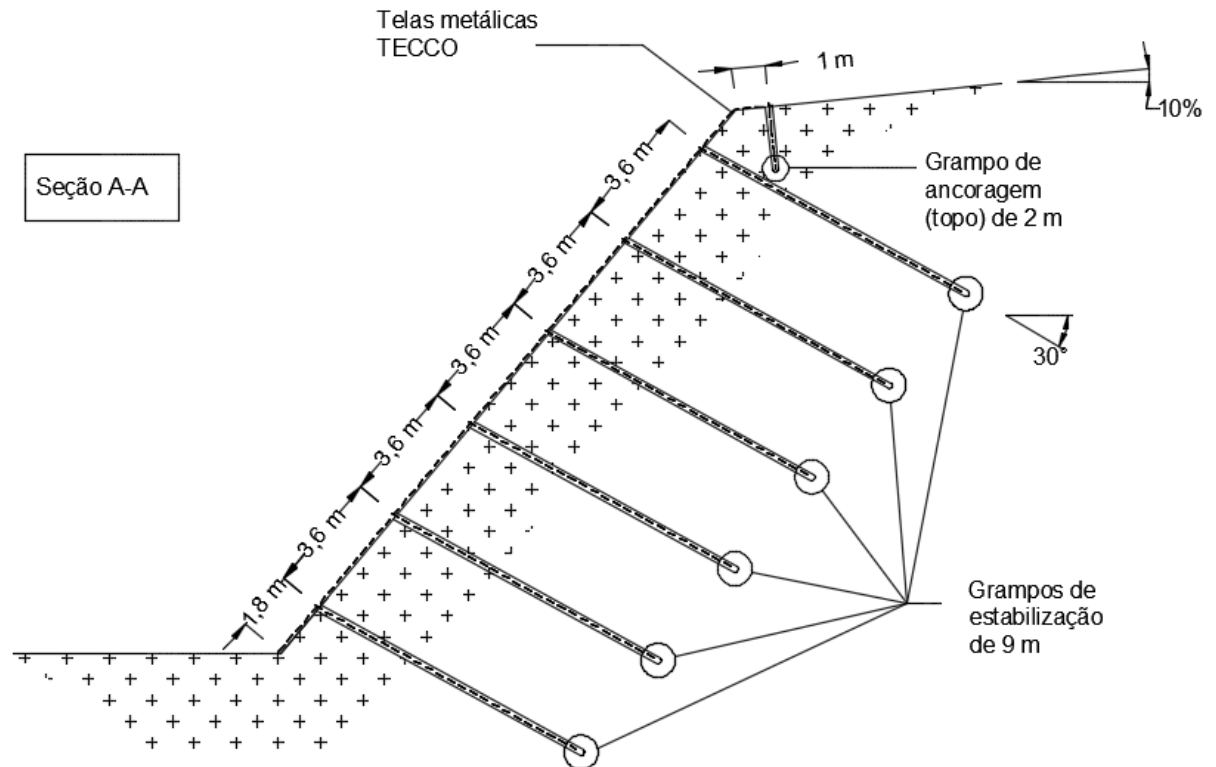
Comprovação da pregagem a esforços combinados

Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0
Factor de carga pela influência positiva da pré-tensão V	Y_{VI} [-] =	0.8
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	V_{dI} [kN] =	24.0
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão V	Y_{VII} [-] =	1.5
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	V_{dII} [kN] =	45.0
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{dII}	S_d [kN] =	31.8
Resistência máxima da malha ao corte	P_d [kN] =	3.5
Resistência da pregagem à tracção	T_{Rred} [kN] =	216.0
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] =	125.0
Coefficiente de correcção da resistência à tracção	Y_{TR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Coefficiente de correcção da resistência ao corte	Y_{SR} [-] =	<input type="text" value="1.5"/>
Comprovação da capacidade de segurança:	$\{[V_{dI}/(T_{Rred}/Y_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/Y_{SR})]^{2.5}\}^{0.5} \leq 1.0$	0.49 Cumpre
Comprovação da capacidade de segurança:	$\{[P_d/(T_{Rred}/Y_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/Y_{SR})]^{2.5}\}^{0.5} \leq 1.0$	0.38 Cumpre

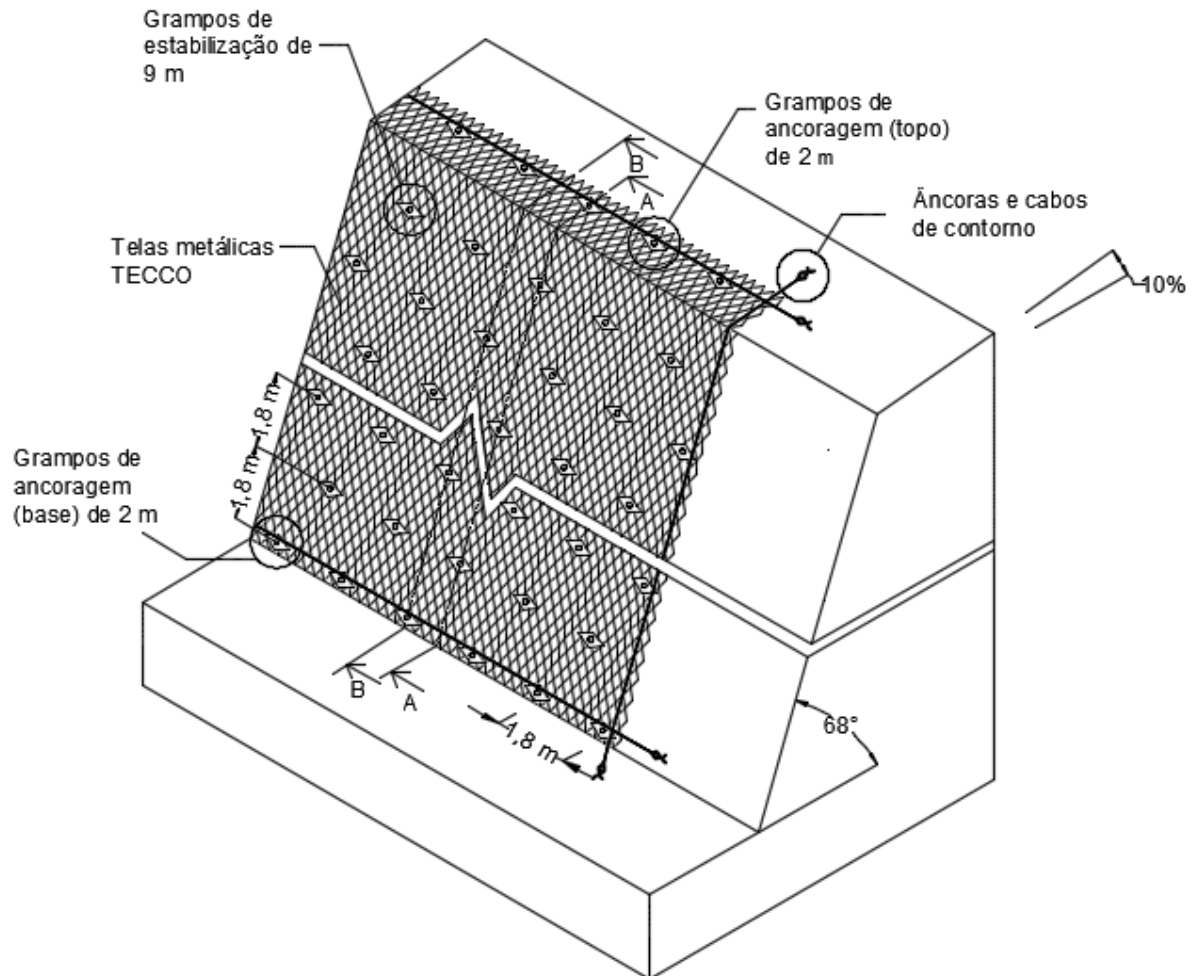
APÊNDICE F – VISTA ISOMÉTRICA DO TRECHO NORTE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO



APÊNDICE G – SEÇÃO A-A E B-B DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO LOCALIZADA NO TRECHO NORTE DA ENCOSTA



APÊNDICE H – VISTA ISOMÉTRICA DO TRECHO SUL DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO



APÊNDICE I – SEÇÃO A-A E B-B DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO LOCALIZADA NO TRECHO SUL DA ENCOSTA

