

**RETIFICAÇÃO DO CANAL COQUEIROS – TRECHO: RIO PARAÍBA DO SUL / RUA
RAUL ABBOT ESCOBAR**

**CAMILLE ALMEIDA PESSANHA
LUIZA ARTILLES DE ABREU ÁVILA**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
OUTUBRO – 2011**

**RETIFICAÇÃO DO CANAL COQUEIROS – TRECHO: RIO PARAÍBA DO SUL / RUA
RAUL ABBOT ESCOBAR**

CAMILLE ALMEIDA PESSANHA
LUIZA ARTILLES DE ABREU ÁVILA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

Co-orientador: Prof. Gustavo de Castro Xavier

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
OUTUBRO – 2011

**RETIFICAÇÃO DO CANAL COQUEIROS – TRECHO: RIO PARAÍBA DO SUL / RUA
RAUL ABBOT ESCOBAR**

CAMILLE ALMEIDA PESSANHA
LUIZA ARTILLES DE ABREU ÁVILA

“Projeto Final em Engenharia Civil
apresentado ao Laboratório de
Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 3 de outubro de 2011.

Comissão Examinadora:

Prof. Guilherme Soldati Ferreira

Prof. Sérgio Tibana (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF

Prof. Gustavo de Castro Xavier (Co-orientador, D.Sc., Engenharia Civil) – UENF

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Orientador, D.Sc., Engenharia Civil) – UENF

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me guiar e me dar sabedoria para alcançar essa vitória.

Aos meus pais Adão e Gleise, pelo amor sem medida, carinho e dedicação com que me apoiaram para realizar esse sonho.

À minha irmã Carolina, pela amizade e companheirismo, sempre me dando conselhos e dizendo palavras de incentivo. A toda minha família, pelas orações e por acreditarem na minha capacidade de vencer.

Aos meus amigos de turma, que fizeram dessa caminhada algo inesquecível para minha vida. Às minhas amigas, que mesmo longe torceram por mim e acreditaram no meu sucesso. E também as que estiveram sempre ao meu lado, nos momentos bons e ruins. Em especial, minha amiga Luiza, companheira de Projeto Final e de todas as horas.

Ao meu namorado e amigo José Paulo, que em todos os momentos se mostrou companheiro e paciente.

A todos os professores do Laboratório de Engenharia Civil da UENF, e ao técnico Milton, pela paciência e pelos ensinamentos que levarei pela vida toda.

Ao orientador Paulo Maia e ao co-orientador Gustavo Xavier, por toda atenção e apoio dado para que esse projeto fosse realizado. Além dos conselhos que me tornaram uma pessoa melhor.

E a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para que eu chegasse até aqui.

Camille Almeida Pessanha

Agradeço primeiramente a Deus e a Nossa Senhora que me permitiram concluir mais esta etapa.

Aos meus pais, Luiz Amaro e Sirlei, pelo amor e incentivo que sempre me deram no crescimento pessoal e profissional. Obrigada pela confiança que depositam em mim.

Aos meus irmãos, Leandro e Luiz Felipe, pelo carinho e pela presença em todas as etapas da minha vida.

Ao meu namorado Jair, pela paciência, por me amar e apoiar em todos os momentos e por sempre ter uma palavra de conforto e incentivo.

A toda minha família que torce por mim.

Aos amigos que tive a oportunidade de conhecer e conviver durante esses anos na Universidade. Em especial, a amiga Renatinha que vai estar sempre viva no coração e na lembrança de todos que a conheceram. À amiga e companheira de projeto final, Camille, que sempre me acalmou e me ajudou em todas as situações.

Ao orientador, Professor Paulo César de Almeida Maia e ao co-orientador Professor Gustavo de Castro Xavier, pela orientação e colaboração neste projeto de conclusão.

Aos professores, que ajudaram na formação profissional. A todos do Laboratório de Engenharia Civil da UENF, principalmente ao Milton por estar sempre disposto a ajudar.

A todos o meu muito obrigado.

Luiza Artilles de Abreu Ávila

SUMÁRIO

RESUMO	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES	xiii
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVO.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA.....	1
1.3 DADOS INICIAIS DE PROJETO	2
1.4 SOFTWARES UTILIZADOS.....	2
1.5 ESTRUTURA DO PROJETO	3
CAPÍTULO II – HISTÓRICO	4
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 SITUAÇÃO ATUAL DOS CANAIS DA CIDADE DE CAMPOS.....	5
2.2.1. SITUAÇÃO ATUAL DO CANAL COQUEIROS	5
2.2.1 PROBLEMAS HIDRÁULICOS.....	7
2.3 CARACTERÍSTICAS DO CANAL.....	7
CAPÍTULO III – CONCEITOS SOBRE CANAIS	15
3.1 CONCEITOS INICIAIS	15
3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS CANAIS.....	15
3.3 TRAÇADO LONGITUDINAL.....	18
3.4 DISTRIBUIÇÃO DE VELOCIDADES.....	19
3.4.1 LIMITAÇÕES DE VELOCIDADE.....	21
3.5 CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL	22
3.6 ESCOAMENTO EM CANAIS ABERTOS	23
3.7 SEÇÕES TRANSVERSAIS MAIS EFICIENTES	28
3.8 CÁLCULO DE CANAIS	29
CAPÍTULO IV – ELEMENTOS DE CÁLCULO DA VAZÃO	30
4.1 GENERALIDADES	30
4.2 ELEMENTOS HIDROLÓGICOS.....	30
4.2.1 PRECIPITAÇÃO.....	31
4.2.2 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO E COEFICIENTE DE ESCOAMENTO.....	35

4.2.3	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	36
4.3	VAZÃO SUBTERRÂNEA.....	37
4.4	CAPACIDADE DE ADUÇÃO DO CANAL.....	39
4.5	CÁLCULO DA SEÇÃO DO CANAL.....	39
4.6	CÁLCULO DA VAZÃO ADMISSÍVEL.....	41
CAPÍTULO V	– ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	43
5.1	ESTABILIDADE DE TALUDES.....	43
5.1.1	INTRODUÇÃO.....	43
5.1.2	MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE.....	44
5.1.3	TIPOS DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO.....	48
5.2	COLCHÃO RENO.....	49
5.3	GABIÃO.....	51
5.4	SOLO GRAMPEADO.....	52
5.4.1	DEFINIÇÃO.....	52
5.4.2	MÉTODO EXECUTIVO, EQUIPAMENTOS E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO.....	54
5.4.3	VANTAGENS E LIMITAÇÕES DO SOLO GRAMPEADO.....	59
5.5	CAIXAS DE DECANTAÇÃO.....	60
CAPÍTULO VI	– DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	62
6.1	METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	62
6.2	RESULTADOS DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	63
6.2.1	ESTABILIDADE GLOBAL.....	63
6.2.2	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DO REFORÇO NA SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA DO TALUDE NATURAL.....	69
6.3	MATERIAIS UTILIZADOS.....	71
6.4	ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA DOS GRAMPOS.....	74
CAPÍTULO VII	– CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	80
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	81

RESUMO

O objetivo deste trabalho de conclusão é a elaboração dos projetos para retificação e estabilização do Canal Coqueiros no trecho entre o Rio Paraíba do Sul e a Rua Raul Abbot Escobar, aproximadamente 1,2Km. O Canal é aberto, sem revestimento nas paredes dos taludes e apresenta uma seção aproximadamente trapezoidal. O trecho estudado vem apresentando frequentes deslizamentos das margens, devido às características de utilização do Canal e do maciço ao longo das margens. Inicialmente foi feita a estabilização das margens com gabião e colchão Reno associados a reforços do tipo grampo. Destaca-se que esta solução é pouco convencional na engenharia geotécnica. No projeto faz-se inicialmente a revisão bibliográfica sobre os diferentes assuntos que envolvem a sua elaboração, inclusive o levantamento histórico do canal buscando informações a respeito da construção e características de utilização até os dias atuais. Faz-se o levantamento dos dados necessários para o cálculo da seção transversal, traçado e estabilização das margens. Apresenta-se a memória de cálculo de todos os elementos geométricos, bem como das análises de estabilidade. Faz-se a elaboração de todas as plantas necessárias para a execução da obra.

PALAVRAS CHAVE: Canal Coqueiros; retificação; estabilização; solo grampeado.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 - Mapa de Localização do Canal Coqueiros.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.2 – Erosão dos taludes do Canal Coqueiros.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.3 – Evolução da seção transversal do canal de 2007 a 2011.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.4 - Escorregamento da margem esquerda do Canal próximo à Avenida Alberto Lamego.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.5 - Escorregamento das duas margens próximo à ponte da Avenida Alberto Lamego.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.6 - Escorregamento e queda de parte da pavimentação de uma das margens.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.7 – Margem direita do canal no trecho entre o Rio Paraíba do Sul e a Avenida Alberto Lamego.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.8 – Construções na margem direita do canal no trecho entre a Avenida Alberto Lamego e a Rua Raul Abbot Escobar.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.9 – Descidas d`água na margem esquerda entre o Rio Paraíba do Sul e a Avenida Alberto Lamego.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.10 – Início do trecho com bombas de adução de água do Rio Paraíba do Sul.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2.11 – Margem esquerda sem material erodido.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2.12 – Taludes em processo de modificação.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2.13 – Equipamento realizando a dragagem do canal.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3.1– Seção trapezoidal e retangular para canal a céu aberto.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3.2 – Seção Semi-circular para canal a céu aberto.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 3.3 – Seções Compostas para canal a céu aberto.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 3.4 – Canais Subterrâneos.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.5 – Traçado Longitudinal de um Canal.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3.6 – Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais (Chow, 1973).....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 3.7 – Exemplo de Isotacas.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 3.8 – Exemplo de velocidade máxima.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 3.9 – Elementos Geométricos dos Canais.....</i>	<i>22</i>

<i>Figura 3.10 – Exemplos de escoamentos variados e uniformes</i>	<i>24</i>
<i>Figura 3.11 – Seções transversais mais eficientes para um canal aberto.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 4.1 - Área de Contribuição</i>	<i>35</i>
<i>Figura 4.2 – Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP1</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4.3 – Seção do canal.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 5.1 – Ilustração dos componentes de um talude (DYMINSKI, A. S. UFPR)...</i>	<i>43</i>
<i>Figura 5.2 – Esquema de forças na fatia, Método de Fellenius.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 5.3 – Esquema de forças na fatia, Método de Bishop Simplificado.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 5.4 – Variação do fator f_0 em função do parâmetro d/L e do tipo de solo.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 5.5 – Detalhe da seção do Canal Coqueiros.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 5.6 – Exemplos de aplicações do colchão Reno.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 5.7 – Detalhe de grampos de fixação em colchões aplicados a 45°.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 5.8 – Aplicação de Gabião</i>	<i>51</i>
<i>Figura 5.9 – Aplicações usuais de solo grampeado (adaptado de Byrne et al.,.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 5.10 – Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (Zirlis et al., 1999).</i>	<i>54</i>
<i>Figura 5.11 – Tipos de cabeça dos grampos: (a) \square aço $\geq 20\text{mm}$; (b) \square aço $<20\text{mm}$; (c) extremidade embutida no terreno (Ortigão e Sayão, 2000); (d) com bloco de proteção; (e) extremidade embutida sem placa metálica (Ingold, 2000).</i>	<i>56</i>
<i>Figura 5.12 – Revestimento da parede de solo grampeado (Ingold, 2000; Saramago et al., 2005)</i>	<i>58</i>
<i>Figura 5.13 – Vista lateral de uma caixa de areia</i>	<i>60</i>
<i>Figura 5.14 – Ilustração do rachão.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 6.1 – Zona ativa e passiva do talude.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 6.2 – Superfícies e raios de escorregamento do talude sem reforço</i>	<i>64</i>
<i>Figura 6.3 – Superfície crítica de ruptura do talude sem reforço.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 6.4 – Superfícies e raios de escorregamento do talude com colchão Reno...66</i>	
<i>Figura 6.5 – Superfície crítica de ruptura do talude com colchão Reno</i>	<i>66</i>
<i>Figura 6.6 – Superfícies e raios de escorregamento do talude com grampos e colchão Reno</i>	<i>68</i>
<i>Figura 6.7 – Superfície crítica de ruptura do talude com grampos e colchão Reno ..68</i>	
<i>Figura 6.8 – Superfície de ruptura crítica próxima a do talude sem reforço.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 6.9 – Superfície de ruptura crítica próxima a do talude com colchão.....</i>	<i>70</i>

<i>Figura 6.10 – Superfície de ruptura crítica próxima a do talude com colchão e grampos.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 6.11 – Sistema GEWI. (www.dywidag.com.br, 2011).....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 6.12 – Detalhe da cabeça do grampo com placa e contra-porca. (www.dywidag.com.br, 2011).....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 6.13 – Espaçadores. (www.dywidag.com.br, 2011).....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 6.14 – Luva de emenda. (www.dywidag.com.br, 2011).....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 6.15 – Indicação da carga de ancoragem do primeiro grampo.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 6.16 – Indicação da carga de ancoragem do segundo grampo.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 6.17 – Indicação da carga de ancoragem do terceiro grampo.....</i>	<i>78</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 3.1 – Inclinação dos taludes</i>	16
<i>Tabela 3.2 – Limites para velocidade média (Xavier 2009)</i>	21
<i>Tabela 3.3 – Limites máximos de velocidade (Xavier 2009)</i>	21
<i>Tabela 3.4 – Limites mínimos de velocidade (Xavier 2009)</i>	22
<i>Tabela 3.5 – Elementos das seções transversais</i>	23
<i>Tabela 3.6 – Valores de n, segundo HORTON para emprego nas fórmulas de GANGUILLET, KUTTER e de MANNING (XAVIER 2009)</i>	27
<i>Tabela 4.1 – Período de Recorrência em Anos (DNIT 2006)</i>	32
<i>Tabela 4.2 – Valores de α e β em função do tempo de precipitação (DNER, 1990)</i> ..	34
<i>Tabela 4.3 – Coeficiente de Escoamento Superficial</i>	36
<i>Tabela 4.4 – Vazão subterrânea para os diferentes SPTs</i>	38
<i>Tabela 4.5 – Parâmetros utilizados para a análise da vazão subterrânea</i>	38
<i>Tabela 5.1 – Tipos de grampos utilizados no Brasil (adaptado de Ortigão e Sayão, 2000)</i>	55
<i>Tabela 6.1 – Fatores de segurança calculado através do GeoSlope (2004)</i>	64
<i>Tabela 6.2 – Fatores de segurança para cada método calculados pelo GeoSlope (2004)</i>	65
<i>Tabela 6.3 – Parâmetros de resistência</i>	67
<i>Tabela 6.4 – Características do grampo (www.dywidag.com.br, 2011)</i>	71
<i>Tabela 6.5 – Cargas de trabalho do grampo (www.dywidag.com.br, 2011)</i>	72
<i>Tabela 6.6 – Propriedades do Sistema (www.dywidag.com.br, 2011)</i>	74
<i>Tabela 6.7 – Análise da resistência ao arrancamento dos grampos</i>	77

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

DNOS	Departamento Nacional de Obras de Saneamento
IBGE	Instituto brasileiro de geografia e estatística
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
NBR	Norma Brasileira
FS	Fator de segurança
NA	Nível d'água
V _{máx}	Velocidade máxima
h	Precipitação total
T	Período de retorno
t	Duração da chuva
α e β	Coefficientes que dependem da duração da chuva e do local em estudo
k, a, b, c	Parâmetros relativos ao ajuste da equação constantes para cada local em estudo
i	Intensidade
Q _{cont}	Vazão de contribuição
A _{cont}	Área de contribuição
ENGEO	Engenharia Geotécnica
A _{mol}	Área molhada do canal
B	Base maior do trapézio
b	Base menor do trapézio
h	Altura do nível d'água
R	Raio hidráulico
A _{mol}	Área molhada
P _{mol}	Perímetro molhado
V _{esc}	Velocidade de escoamento
I	Declividade longitudinal

n	Coeficiente de rugosidade de Manning
R	Raio hidráulico
Q_{adm}	Vazão admissível
A_{mol}	Área molhada
V_{esc}	Velocidade de escoamento
ΣM_r	Somatório dos momentos dos esforços resistentes
ΣM_s	Somatório dos momentos dos esforços solicitantes
b_i	Largura da fatia
θ_i	Ângulo de inclinação da fatia.
f_0	Fator de correção empírico
α	Ângulo de instalação dos grampos no talude
AL	Anchor Load (Carga de solicitação)
R_t	Resistência ao arrancamento
$A_{cont.}$	Área de contato entre o solo
τ	Tensão de cisalhamento
U	Perímetro do furo
l_e	Comprimento do grampo
d	Diâmetro dos furos
σ_v	Tensão vertical
φ	Ângulo de atrito
γ	Peso específico
e	Espessura
γ	Viscosidade cinemática
C	Coeficiente de escoamento
Re	Número de Reynolds
ha	Hectare

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo a elaboração dos projetos para retificação e estabilização do Canal Coqueiros no trecho entre o Rio Paraíba do Sul e a Rua Raul Abbot Escobar, 1,2Km aproximadamente. Particularmente, o trecho citado vem apresentando frequentes deslizamentos das margens, resultando no acúmulo do material erodido no fundo do canal. Isso ocorre devido às características de utilização do Canal e do maciço ao longo das margens.

A metodologia utilizada para elaboração do Projeto Final de Retificação do Canal Coqueiros no trecho mencionado foi executada em duas etapas: o dimensionamento do canal a fim de comportar uma vazão máxima calculada e a estabilização das margens. Para estabilização das margens foi considerada uma solução com gabião e colchão Reno associados a reforços do tipo grampo.

Este projeto final será constituído por memória de cálculo de todos os elementos geométricos, planta de locação do traçado, planta com as seções transversais em cada uma das estacas e detalhes dos elementos de estabilização das margens. Serão apresentados também os detalhes e projetos executivos, fundamentais para a implantação da obra.

1.2 JUSTIFICATIVA

O projeto se justifica pela ineficiência da atual seção do canal e pela instabilidade dos taludes.

Retificar, além da mudança geométrica do traçado, significa melhorar as condições de escoamento e estabilidade, possibilitar o rebaixamento da linha d'água das cheias, recuperar o terreno marginal, possibilitar utilização para agricultura, entre outras melhorias.

Os critérios hidráulicos visam obter uma seção ótima que atenda as vazões previstas e mantenha a estabilidade do leito e das margens.

A técnica de solo grampeado, que utiliza grampos chumbados no solo e revestimento com função secundária para o talude, neste caso colchão Reno, tem como principais características a rapidez de execução, a facilidade de transporte dos equipamentos, e pode ser combinada com outros tipos de contenções.

1.3 DADOS INICIAIS DE PROJETO

Foram obtidos previamente elementos necessários para a implantação do processo de retificação de um canal, cedidos pelas empresas ENGEO Engenharia Geotécnica e Diagonal Levantamentos Topográficos. Essas informações são utilizadas para a elaboração do projeto. São elas:

- Sondagem do Terreno;
- Levantamento Topográfico;
- Estudos Hidrológicos.

1.4 SOFTWARES UTILIZADOS

AutoDesk AutoCad – desenvolvimento de plantas com detalhamento das seções transversais;

GeoStudio (SEEP e SLOPE) – verificação da vazão no lençol freático e análise da estabilidade dos taludes;

Software Plúvio 2.0 (www.ufv.br/dea/gprh/pluvio)

1.5 ESTRUTURA DO PROJETO

O presente projeto está estruturado em sete Capítulos. O Capítulo 1 compreende a introdução do trabalho, onde são relatados seus objetivos e sua justificativa. No Capítulo 2 é apresentado o histórico do Canal Coqueiros, descreve a situação atual e mostra as características mais relevantes para o projeto.

No Capítulo 3 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre as definições, características e conceitos sobre projetos de canais. No Capítulo 4, é realizada a análise dos elementos de cálculo da vazão, gerada pelas contribuições da água de chuva da região, pelo volume de água proveniente do lençol freático e pelo volume de água bombeado do Rio Paraíba do Sul.

No Capítulo 5 são apresentados os conceitos necessários para a análise da estabilidade dos taludes, uma descrição dos métodos de análise de estabilidade, e uma pesquisa sobre os tipos de obras de estabilização. Também é apresentada neste capítulo uma descrição do processo executivo do solo grampeado, utilizando também colchão Reno e gabião.

No Capítulo 6 é realizada a análise da estabilidade global dos taludes e a análise da estabilidade interna dos grampos, com o auxílio do software GeoSlope (2004), também é feita a descrição dos critérios e parâmetros que foram considerados durante esta etapa de cálculo, incluindo definição e especificação dos grampos que serão utilizados para a contenção do talude.

Por fim o Capítulo 7 apresenta a conclusão onde são dispostas as considerações finais sobre o projeto.

CAPÍTULO II – HISTÓRICO

2.1 INTRODUÇÃO

As obras de saneamento da Baixada Campista se iniciaram, de fato, no ano de 1883, com a Comissão do Major Rangel de Vasconcellos, nomeado pelo governo imperial. Após esta comissão, algumas outras foram estabelecidas com o mesmo intuito até que, em agosto de 1933, a Comissão de Saneamento da Baixada Fluminense foi criada, o que configurou o marco inicial das grandes transformações na hidrografia da Baixada. Esta deu lugar, em 1940, ao Departamento Nacional de Obras de Saneamento, o DNOS. Desde então, até a sua extinção em 1989, o órgão executou inúmeras obras de saneamento na Baixada Campista, sempre com a influência da aristocracia rural da região nas tomadas das decisões (CARNEIRO, 2004).

O DNOS tinha como missão institucional “executar a política nacional de saneamento geral e básico, atuando no saneamento rural e urbano, na defesa contra inundações, controle de enchentes, recuperação de áreas para aproveitamento agrícola ou instalação de indústrias e fábricas, combate à erosão, controle da poluição das águas e instalação de sistemas de abastecimento de água e esgoto, entretanto, o grande teatro de operações do DNOS continuava sendo a Baixada Fluminense e, dentro dela, a Baixada dos Goytacazes” (BIDERGAIN et al., 2002). Todo esse processo de dessecamento de brejos, lagos e lagoas, além de áreas de inundações intermitentes durou até a década de 60, quando as principais obras de drenagem foram concluídas, agregando novas extensões de solo fértil ao sistema produtivo da Baixada Campista.

Portanto, a nova hidrofisionomia da Baixada do Goytacazes havia sido traçada pelo DNOS: cheias periódicas do Rio Paraíba do Sul eram contidas, parte pelos diques, parte transportada para a Lagoa Feia através dos canais artificiais com suas comportas manobráveis nas tomadas d’água. Daí, o escoamento dava sequência

até o oceano através do canal das Flechas, aberto na década de 40, centralizando toda a drenagem da baixada para o mar.

2.2 SITUAÇÃO ATUAL DOS CANAIS DA CIDADE DE CAMPOS

Com a extinção do DNOS, no final da década de 80, junto com intervenções pontuais nos canais executadas de acordo com os interesses particulares de cada usuário, foram deixados na planície cerca de 1.500 km de canais e valões de drenagem, muitos dos quais assoreados ou com sérios problemas hidráulicos, rios retificados, lagoas e brejos reduzidos, comportas emperradas e dragas apodrecendo. Com a extinção do DNOS, também se foi a quase totalidade de seu acervo que apodreceu consumido por traças e fungos abandonado em galpões ou passou a fazer parte de coleções particulares ou, ainda, foi vendido para sebos. Atualmente, está catalogado apenas uma pequena parte do acervo, mantido no Arquivo Nacional onde relatórios elaborados pelo DNOS podem ser encontrados (GETIRANA 2005).

Além da série de problemas ocorridos com a extinção do órgão, o assoreamento, a presença de lixo e a recepção de efluentes domésticos tornam a água dos canais, em alguns trechos, impróprias para o uso agrícola. Tal cenário demonstra a urgência para que haja a mobilização dos usuários dos diferentes setores junto ao governo para que providências com relação à gestão dos canais sejam posta em prática.

2.2.1. SITUAÇÃO ATUAL DO CANAL COQUEIROS

As comportas de adução do Canal e a estrutura que as abriga, necessitam de reparos imediatos devido ao abandono e à falta de um órgão que coordene ou se responsabilize pelo seu funcionamento e manutenção (GETIRANA 2005).

O canal ao passar próximo da localidade de Tocos, segue em direção ao leste e faz uma curva contornando de longe a lagoa Feia, até o canal São Bento. No seu trajeto, recebe valas e canais secundários que drenam poucas lagoas

remanescentes. Este importante canal tornou-se um problema, já que expressiva parte de sua extensão (cerca de 7500 m) está inserida no perímetro urbano de Campos e, coincidentemente, em alguns lugares, as seções transversais são muito altas e o subsolo mostra camadas de areia que sofrem desmoronamentos constantes, alterando as quotas do fundo, além de servirem como depósito de lixo e esgoto sanitário para a população residente às suas margens (NAVIA).

Em decorrência dessas circunstâncias, efetivar limpeza e manutenção, nesse percurso, tornou-se um exercício extremamente complicado, motivos que levaram a TECNORTE a propor o revestimento desses trechos problemáticos.

O segmento rural apresenta problemas semelhantes. Em alguns trechos ao longo do canal existem depressões no relevo ocasionado pela drenagem de algumas lagoas. É nessas depressões que, nos períodos de chuva, concomitantemente com a precária manipulação das comportas de controle de vazão dos canais, aflora água oriunda da elevação do lençol freático, prejudicando as plantações, pois reduzem a quantidade de oxigênio no solo, causando problemas no crescimento das culturas ou mesmo condenando toda a safra.

Na área rural, a partir do décimo quilômetro a contar das comportas, sua importância na drenagem das terras agrícolas de suas margens é muito expressiva porque permite o uso de centenas de hectares da planície onde as cotas são bastante baixas e os solos muito heterogêneos e não raramente salinizados.

Levando em consideração que este canal venha a ser usado como adutor de água para irrigação intensivamente, a elevação do lençol nesses trechos deve ser controlada para que não haja danos na produção dos proprietários rurais. Portanto, uma maneira de se impedir a saturação do solo na zona radicular é controlar a vazão afluyente nesses trechos, de forma que níveis de água desfavoráveis não sejam atingidos.

Portanto, o uso deste curso de água para fins de adução, terá que ser rigorosamente controlado e monitorado permanentemente para se identificar, não só os níveis relativos e absolutos do lençol freático, como também a físico-química da água em

função da inversão da sua finalidade e do volume aduzido para se estabelecer limites técnicos no que diz respeito a seu uso (NAVIA).

2.2.1 PROBLEMAS HIDRÁULICOS

A adução de água do canal Coqueiros ocorre a partir de dois pontos distintos: sua própria comporta no Rio Paraíba do Sul e a partir do Canal Cambaíba, através de um canal de ligação (canal São José) entre os dois, cujo entroncamento se dá a seis quilômetros, aproximadamente, a contar das comportas do primeiro.

A adução do canal Coqueiros é bastante prejudicada nos períodos secos, já que a quota da soleira de sua comporta está em elevações desfavoráveis para a adução de água (2,67 m na Convenção IBGE). Apesar da instalação de um sistema de bombeamento composto por quatro moto-bombas na cabeceira do Canal Coqueiros, a adução principal para esse canal se dá via Canais Cambaíba – São José, pois neste não ocorrem problemas de adução no Rio Paraíba do Sul.

2.3 CARACTERÍSTICAS DO CANAL

O Canal Coqueiros possui 45 quilômetros, é integrante de uma complexa rede de canais utilizados para a irrigação e drenagem, localiza-se no Município de Campos dos Goytacazes, no Norte Fluminense e tem em sua bacia uma área potencialmente irrigável de, aproximadamente, 14.000ha (Figura 2.1). O Canal integra uma rede de canais concebidos entre as décadas de 40 e 70 pelo extinto DNOS como medida definitiva para sanar os focos frequentes de doenças, drenando inúmeros lagos, lagoas e brejos que, um dia, compuseram o cenário da região.

O Canal é aberto, sem revestimento nas paredes dos taludes e apresenta uma seção aproximadamente trapezoidal. No trecho estudado neste projeto, as paredes dos taludes estão erodindo e o maciço está sendo depositado no fundo do Canal, comprometendo o seu escoamento (Figuras 2.2 e 2.3).



Figura 2.1 - Mapa de Localização do Canal Coqueiros



(a) Foto tirada em 23/10/2007



(b) Foto tirada em 01/09/2010

Figura 2.2 – Erosão dos taludes do Canal Coqueiros



(a) 2007



(b) 2010



(c) 2011

Figura 2.3 – Evolução da seção transversal do canal de 2007 a 2011

Durante os últimos anos, o canal vem sofrendo constantes escorregamentos do talude, principalmente entre o Rio Paraíba do Sul e a Avenida Alberto Lamego (Figuras 2.4, 2.5 e 2.6). Essa instabilidade das margens é provocada principalmente pela presença de solo de baixa resistência no pé dos taludes. Os escorregamentos vêm gerando o assoreamento dos taludes, já que o solo cai dentro do canal, dificultando também o fluxo d'água.



Figura 2.4 - Escorregamento da margem esquerda do Canal próximo à Avenida Alberto Lamego



Figura 2.5 - Escorregamento das duas margens próximo à ponte da Avenida Alberto Lamego



Figura 2.6 - Escorregamento e queda de parte da pavimentação de uma das margens

No trecho entre o Rio Paraíba do Sul e a Avenida Alberto Lamego, o Canal possui ruas pavimentadas ao longo das duas margens, sendo a margem direita com construções e a margem esquerda não possui construções próximas (Figuras 2.7 e 2.8).



Figura 2.7 – Margem direita do canal no trecho entre o Rio Paraíba do Sul e a Avenida Aberto Lamego



Figura 2.8 – Construções na margem direita do canal no trecho entre a Avenida Alberto Lamego e a Rua Raul Abbot Escobar

Existem também descidas d'água e saídas d'água ou esgoto no início e no decorrer do canal que provocam a erosão dos taludes (Figuras 2.9 e 2.10).



Figura 2.9 – Descidas d'água na margem esquerda entre o Rio Paraíba do Sul e a Avenida Alberto Lamego



Figura 2.10 – Início do trecho com bombas de adução de água do Rio Paraíba do Sul

Em agosto de 2011 foram relatadas novas modificações no trecho estudado. Vem sendo feito um novo processo de dragagem no canal, como mostrado nas Figuras 2.11, 2.12, e 2.13. Este processo de dragagem deve ser realizado constantemente já que realiza a limpeza mas não evita a erosão, diferente do objetivo deste projeto, que consiste em estabilizar as margens de forma que não necessite de posterior intervenção para retirada do material erodido.



Figura 2.11 – Margem esquerda sem material erodido



Figura 2.12 – Taludes em processo de modificação



Figura 2.13 – Equipamento realizando a dragagem do canal

CAPÍTULO III – CONCEITOS SOBRE CANAIS

3.1 CONCEITOS INICIAIS

Os canais são condutos livres onde o escoamento se processa necessariamente por gravidade. Sua característica principal é a presença da pressão atmosférica atuando sobre a superfície do líquido, em seções abertas ou fechadas.

As obras artificiais direcionam o curso d'água através das canalizações a fim de delimitar o leito, proteger as margens contra inundações ou erosão, recuperar terrenos, elevar o nível d'água.

Ao contrário do conduto forçado, no qual a seção transversal é sempre circular, a forma da seção do conduto livre é escolhida pelo projetista atendendo ao fator econômico, e, tendo em vista a finalidade e as condições do local onde será construído o canal.

3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS CANAIS

Sob o ponto de vista construtivo, podem-se dividir os canais em dois grupos: os canais abertos, também chamados de canais a céu aberto e os canais fechados, ou subterrâneos.

– Canais abertos ou a céu aberto

São os canais construídos na superfície da terra ou montados com calhas pré-fabricadas, destinadas à condução d'água de um modo geral (adução, drenagem, irrigação, etc). As seções adotadas são de forma trapezoidal, retangular, semi-circular ou composta.

- *Seção Trapezoidal e Retangular*

Os canais abertos em terra, sem revestimento nas paredes são, em geral, trapezoidais, isósceles, com fundo horizontal (Figura 3.1).

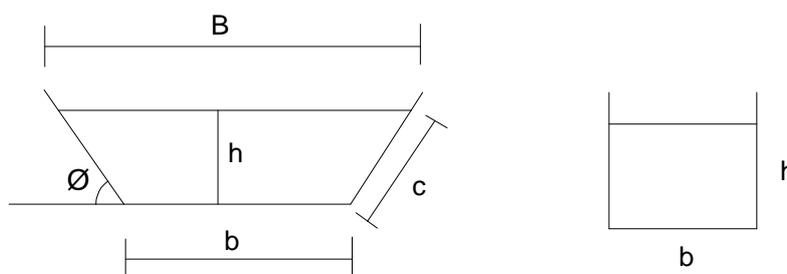


Figura 3.1– Seção trapezoidal e retangular para canal a céu aberto

Os taludes das paredes laterais dependem da natureza do terreno e são fixados tendo em vista a estabilidade das margens. De acordo com os elementos da mecânica dos solos sabe-se que a inclinação do talude deve ser inferior ao ângulo do solo e resistência ao cisalhamento do terreno. A Tabela 3.1 indica a inclinação recomendada para os taludes de canais escavados:

Tabela 3.1 – Inclinação dos taludes

Material	Inclinação dos taludes H:V
Rocha	0:1
Solos pedregosos	0,25:1
Canais em terra revestidos de concreto	0,5:1 a 1:1
Argila resistente e compacta	1,5:1
Solos argilo-arenosos	2:1
Solos arenosos, argilosos de alta porosidade	3:1

A seção trapezoidal deve ser tão próxima quanto possível do semi-hexágono regular e pode ser revestida com cascalho, lajota de pedra ou cimento. Os canais abertos em rocha ou construídos com alvenaria de pedra ou de concreto podem ser retangulares e, devem funcionar com o tirante d'água igual à metade da largura.

- *Seção Semi-circular*

Esta forma é adotada nas calhas pré-fabricadas de aço, de concreto, ou de madeira, empregadas em obras de arte por imposição do traçado do canal, como travessia de vales ou de regiões pantanosas (Figura 3.2).

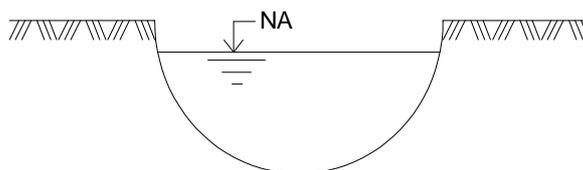


Figura 3.2 – Seção Semi-circular para canal a céu aberto

- *Seções Compostas*

Nos canais destinados ao esgotamento de águas pluviais a descarga sofre grandes variações, sendo reduzida no período de estiagem. Para atender à variação da descarga adotam-se as seções compostas, com fundo estreito pra manter uma velocidade mínima na estiagem, capaz de arrastar as matérias sólidas.

As seções compostas mais empregadas têm o fundo circular e são revestidas de alvenaria de pedra ou concreto, como mostra a Figura 3.3.

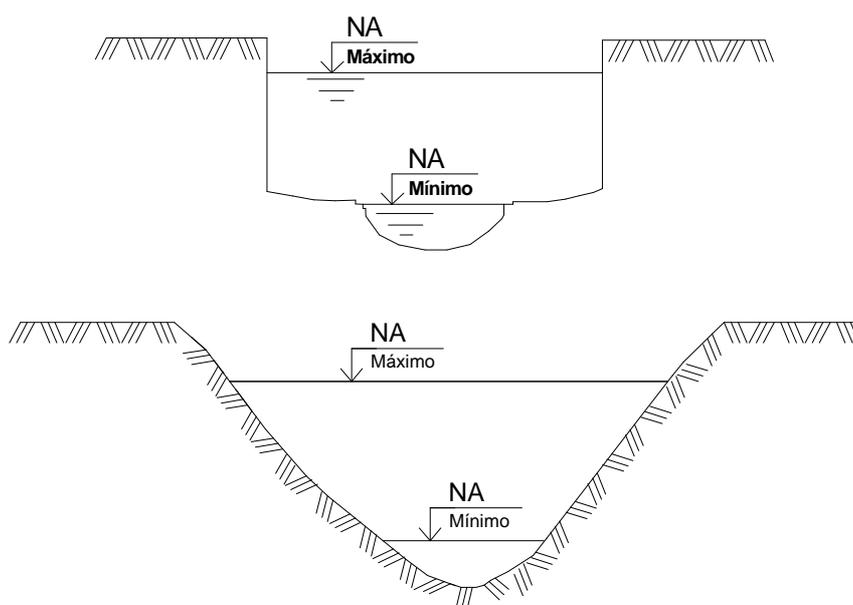


Figura 3.3 – Seções Compostas para canal a céu aberto

– Canais Subterrâneos ou Fechados

Os canais subterrâneos são empregados em esgotos de água servidas ou pluviais e devem resistir à sobrecarga das camadas superiores. Para descargas não muito elevadas, empregam-se com frequência tubos circulares pré-fabricados de concreto, ou de vidro, no caso de águas poluídas. A seção circular atende razoavelmente à variação da descarga, mantendo uma velocidade mínima de modo a evitar a deposição de matérias sólidas por ocasião das pequenas descargas.

Quando, entretanto, a descarga é muito grande, constroem-se as galerias subterrâneas em alvenaria ou concreto, com seção composta por arcos de circunferência, elipse ou ovóide, como indica a Figura 3.4:

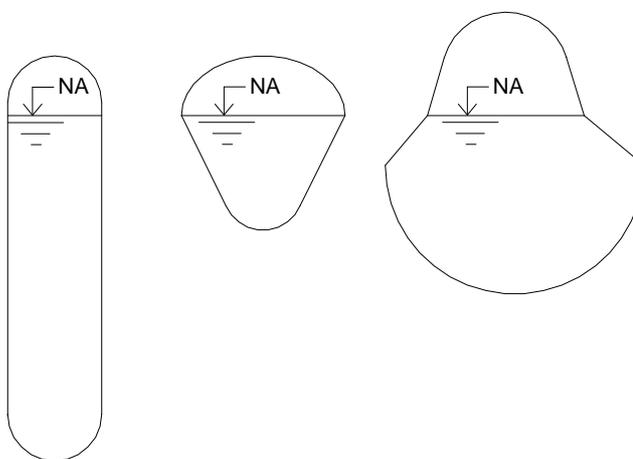


Figura 3.4 – Canais Subterrâneos

3.3 TRAÇADO LONGITUDINAL

No conduto livre não há limitação de contorno da seção, desde que o líquido suba até a linha piezométrica, isto é, a linha piezométrica coincide com a superfície livre. Isso faz com que haja uma grande limitação imposta ao traçado do perfil dos condutos livres, sempre em declive no sentido do escoamento, obrigando muitas vezes a onerosos movimentos de terra com grandes cortes e aterros ou obras de arte.

O traçado de um canal pode ser comparado ao de uma estrada com declive determinado e sempre no mesmo sentido (Figura 3.5).

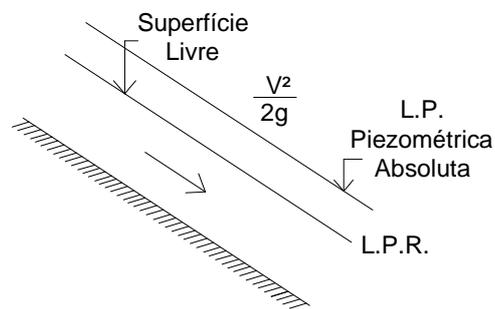


Figura 3.5 – Traçado Longitudinal de um Canal

3.4 DISTRIBUIÇÃO DE VELOCIDADES

A velocidade dos diferentes filetes líquidos que atravessam uma seção transversal do canal é afetada pela resistência da superfície oferecida pelas paredes e pelo fundo do canal, enquanto a velocidade na superfície livre é influenciada pela resistência da atmosfera e também perturbada pela incidência dos ventos. A velocidade varia muito de um filete para outro, sendo maior nos mais afastados das paredes e do fundo.

Na Figura 3.6 estão alguns exemplos de distribuição de velocidades em canais:

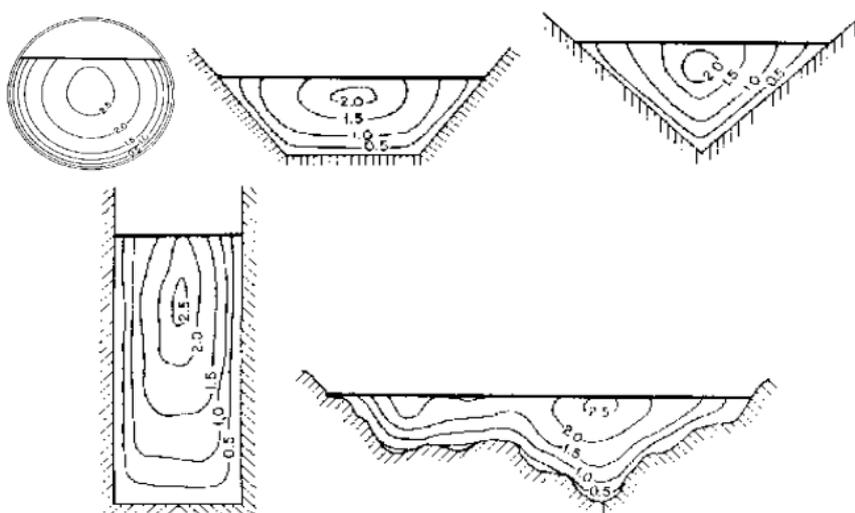


Figura 3.6 – Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais
(Chow, 1973)

Denominam-se isotacas as linhas que ligam os pontos de igual velocidade (Figura 3.7)

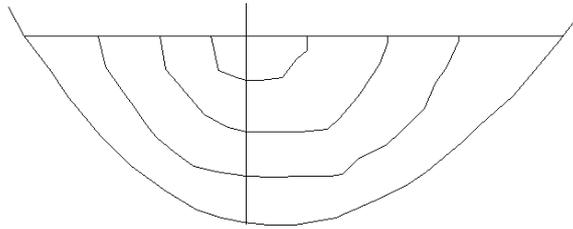


Figura 3.7 – Exemplo de Isotacas

Podemos observar na Figura 3.8 que:

a) A velocidade máxima se encontra entre 0,05 e 0,3 de altura abaixo do nível d'água, geralmente entre 0,2 e 0,3 h, sendo tanto maior a distância da superfície quanto maior a profundidade;

b) A velocidade média se encontra abaixo da superfície da água a uma distância de 0,6 h;

c) A velocidade média numa vertical é dada pela média das velocidades dos filetes situados nas profundidades 0,2 h e 0,8 h, abaixo da superfície;

d) A velocidade média varia entre 0,75 e 0,95 da velocidade superficial;

e) A velocidade dos filetes próximos ao fundo pode ser tomada como 0,75 da velocidade média.

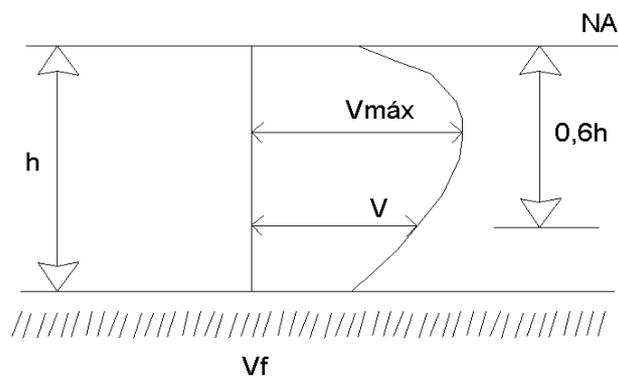


Figura 3.8 – Exemplo de velocidade máxima

3.4.1 LIMITAÇÕES DE VELOCIDADE

A velocidade média nos canais é limitada pelas condições impostas pela sua finalidade ou pela manutenção (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Limites para velocidade média (Xavier 2009)

Finalidade	Limites (m/s)
Navegação, sem revestimento	até 0,50
Geral, sem revestimento	0,40 a 0,80
Esgoto	0,60 a 1,50

O limite máximo é fixado de modo a impedir a erosão do fundo e das margens do canal, e depende da natureza do terreno ou do material de revestimento. O canal deverá ser projetado para funcionar com a velocidade (média) máxima compatível; a fim de se obter os mínimos de área de escavação e de perímetro revestido.

Os limites máximos de velocidade para os diversos tipos de parede são mostrados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Limites máximos de velocidade (Xavier 2009)

Materiais das paredes	Velocidade máxima (m/s)
Terreno arenoso	0,30
Saibro	0,40
Aglomerados consistentes	2,00
Alvenaria	2,50
Rocha Compacta	4,00
Revestimento de concreto	4,50

O limite mínimo de velocidade média (Tabela 3.4) é estabelecido para evitar assoreamento do canal. Seu valor depende principalmente das matérias sólidas em suspensão.

Tabela 3.4 – Limites mínimos de velocidade (Xavier 2009)

Material em suspensão	Velocidade mínima (m/s)
Lodo	0,15
Areia Fina	0,20
Areia Média	0,30
Areia Grossa	0,55
Esgoto	0,60
Aluvião	1,00

3.5 CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Considera-se uma seção transversal qualquer, por exemplo, a indicada na Figura 3.9. Definem-se os seguintes elementos geométricos:

- A → área molhada ou área da seção transversal do escoamento
- P → perímetro molhado é o comprimento da fronteira sólida do conduto em contato com o fluido
- Rh → relação entre área e perímetro molhado (Raio Hidráulico)
- y_0 → altura d'água ou profundidade local
- B → largura na superfície do escoamento

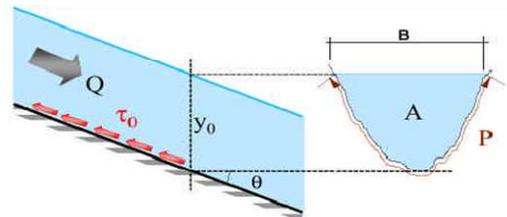
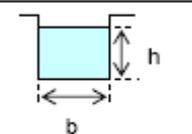
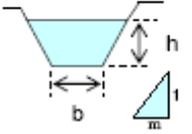
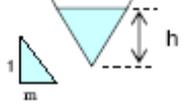
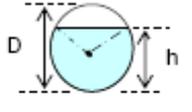
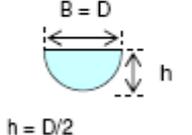


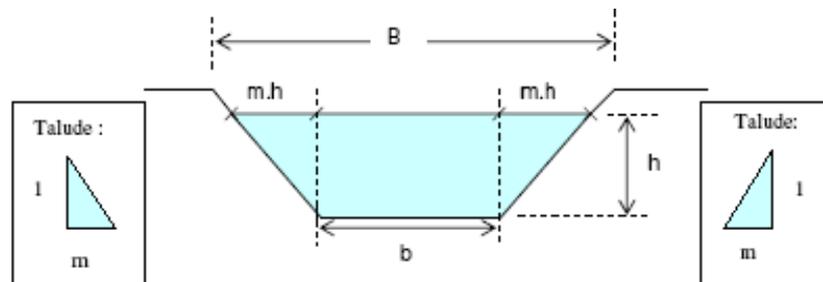
Figura 3.9 – Elementos Geométricos dos Canais

Para cada seção transversal temos diferentes valores para os elementos geométricos, que podem ser calculados pelas fórmulas na Tabela 3.5:

Tabela 3.5 – Elementos das seções transversais

Forma da seção	Área (A) (m ²)	Perímetro molhado (P) (m)	Raio hidráulico (R) (m)	Largura do Topo (B) (m)
	$b.h$	$b + 2.h$	$\left(\frac{A}{P}\right) = \frac{b.h}{b + 2.h}$	b
	$(b + m.h).h$	$b + 2.h.\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{A}{P}$	$b + 2.m.h$
	$m.h^2$	$2.h.\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{A}{P}$	$2.m.h$
	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen } \theta).D^2$ $\theta = \text{RAD}$	$\frac{\theta.D}{2}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)D$	$\left(\text{sen } \frac{\theta}{2}\right).D$
	$\frac{\pi.D^2}{8}$	$\frac{\pi.D}{2}$	$\frac{D}{4} = \frac{h}{2}$	$D = 2.h$

Obs.: $\theta = 2.\arccos\left(1 - 2.h/D\right)$, onde θ deve ser calculado em radianos.



3.6 ESCOAMENTO EM CANAIS ABERTOS

O escoamento em canal aberto ocorre quando um líquido, escoando devido à gravidade, está apenas parcialmente encerrado por sua fronteira sólida. No escoamento em canal aberto, o líquido tem uma superfície livre, e não está sob nenhuma outra pressão, além daquela causada pelo seu próprio peso e pela

pressão atmosférica. Algum tipo de escoamento em canal aberto ocorre naturalmente, como é o caso de riachos e rios, que geralmente têm seção transversal irregular. O escoamento em canal aberto também pode ocorrer em canais artificiais, tais como calhas e canais. Estes canais frequentemente têm seções transversais mais irregulares, tais como retangular, triangular, ou trapezoidal.

– Tipos de Escoamentos

Os escoamentos são divididos em permanentes e não permanentes podendo ser variado ou uniforme, conforme a Figura 3.10.

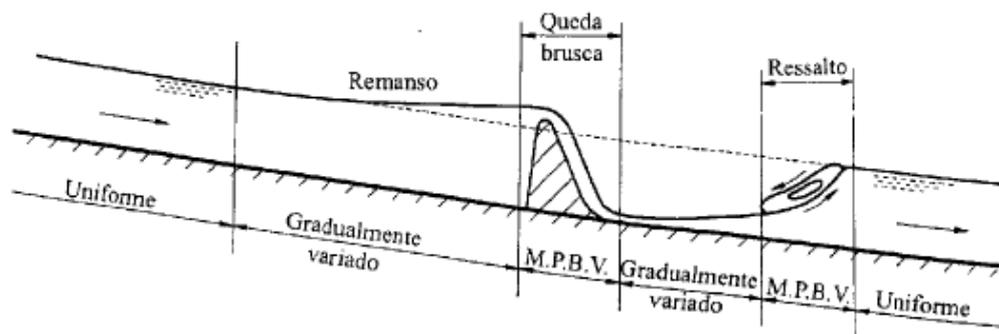
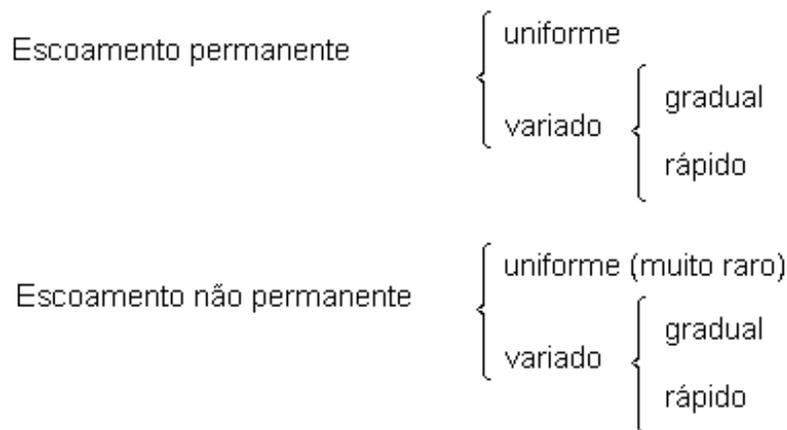


Figura 3.10 – Exemplos de escoamentos variados e uniformes

- Escoamento Uniforme e Permanente

O escoamento uniforme permanente compreende duas condições. *Escoamento Permanente* refere-se às condições em que as características do escoamento em qualquer ponto não variam com o tempo. *Escoamento Uniforme* faz referência à condição em que a profundidade, inclinação, velocidade, e seção transversal permanecem constantes para certo comprimento do canal.

- Escoamento Não Uniforme

O *Escoamento Não Uniforme* ocorre quando a profundidade do escoamento varia ao longo do comprimento do canal aberto. Ele pode ser permanente ou variável, e também pode ser classificado como tranquilo, rápido ou crítico.

- Escoamento Laminar

O *Escoamento Laminar* geralmente ocorre em canal aberto para valores do número de Reynolds (Re) iguais ou menores que 2000. O escoamento pode ser laminar até $Re = 10000$. Para escoamento em canal aberto, $Re = 4RV/\nu$, em que R é o raio hidráulico (área dividida pelo perímetro molhado), V=velocidade do escoamento, e ν = viscosidade cinemática.

– Resistência ao Escoamento

Em 1775 Chèzy estabeleceu a expressão da velocidade média nos condutos livres regime permanente e uniforme, conhecida pela “Equação de Chèzy” ou “Equação Fundamental dos Canais”, representada na Equação 1:

$$V = C\sqrt{RI} \quad (1)$$

onde, V é a velocidade média, C é o coeficiente de resistência ou coeficiente de Chèzy, R é o raio hidráulico e I é a declividade do canal.

Considerando que:

$$Q = VA \quad (2)$$

substitui-se na Equação 1 e pode-se dizer que a expressão da descarga é dada pela Equação 3:

$$Q = AC\sqrt{RI} \quad (3)$$

onde, Q é a vazão, A é a área da seção transversal, R é o raio hidráulico, I é a declividade do canal.

O coeficiente de C é função das grandezas características da forma da rugosidade das paredes e das grandezas características do escoamento.

O cálculo do coeficiente C é feito empiricamente através das equações sugeridas pela literatura. Dentre estas propostas destacam-se:

$$C = \frac{23 + \frac{0,0155}{I} + \frac{1}{n}}{1 + \left(25 + \frac{0,00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (\text{GANGUILLET E KUTTER}) \quad (4)$$

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{(100n-1)\sqrt{R}} \quad (\text{KUTTER}) \quad (5)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{MANNING}) \quad (6)$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad \text{Depende da natureza do conduto (BAZIN)} \quad (7)$$

A equação mais utilizada é a Equação de Manning (Equação 6), onde o coeficiente de atrito ou hidráulico “n” depende do tipo de parede do canal e pode ser determinada pela Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Valores de *n*, segundo HORTON para emprego nas fórmulas de GANGUILLET, KUTTER e de MANNING (XAVIER 2009)

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundidos sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Idem, com revestimento de alcatrão	0,011	0,012	0,013	
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Tubos de bronze ou de vidros	0,009	0,010	0,011	0,013
Condutos de barro, vitrificado, de esgotos	0,011	0,013	0,015	0,017
Condutos de barro, de drenagem	0,011	0,012	0,014	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento; condutos de esgoto, de tijolos	0,012	0,013	0,015	0,017
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013	0,015
Tubos de Concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Condutos de aduelas de madeira	0,010	0,011	0,012	0,013
Calhas de pranchas de madeira aplainada	0,010	0,012	0,013	0,014
Idem, não aplainadas	0,011	0,013	0,014	0,015
Idem, com pranchões	0,012	0,015	0,016	
Canais com revestimentos de concreto	0,012	0,014	0,016	0,018
Alvenaria de pedra argamassa	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Idem corrugadas	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canais de terra, retilíneos e uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canais abertos em rocha e uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canais abertos em rocha irregulares, ou de parede de pedra irregulares e mal arrumadas	0,039	0,040	0,045	
Canais dragados	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canais curvilíneos e lamosos	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canais com leito pedregoso e vegetação nos taludes	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com fundo de terra e taludes empedrados	0,028	0,030	0,033	0,035
ARROIOS E RIOS				
1) Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Como em 1, porém com vegetação e pedras	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Com meandros, brancos e poços pouco profundos, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Como em 3, águas baixas, declividades fracas	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Como em 3, com vegetação e pedras	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Como em 4, com pedras	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Com margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Com margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

3.7 SEÇÕES TRANSVERSAIS MAIS EFICIENTES

A seção transversal mais eficiente para um canal aberto é aquela que tiver a maior capacidade para uma dada declividade, área e coeficiente de rugosidade. Se estes parâmetros permanecem constantes, a velocidade e, portanto a vazão, será máxima quando o perímetro molhado for mínimo. Baseado nesta premissa, a seção transversal mais eficiente, e, portanto a mais econômica, para algumas formas comuns pode ser determinada.

A mais eficiente de todas as seções transversais é o semicírculo, porque este tem o menor perímetro molhado para uma dada área. Para uma seção retangular, a mais eficiente tem uma profundidade igual à metade da largura. Para uma seção triangular, as declividades dos lados unitários proporcionam a seção mais eficiente. E para a seção trapezoidal, a mais eficiente é a metade de um hexágono regular, isto é, três lados iguais com ângulos internos de 120° cada. Todas estas seções mais eficientes são ilustradas na Figura 3.11:

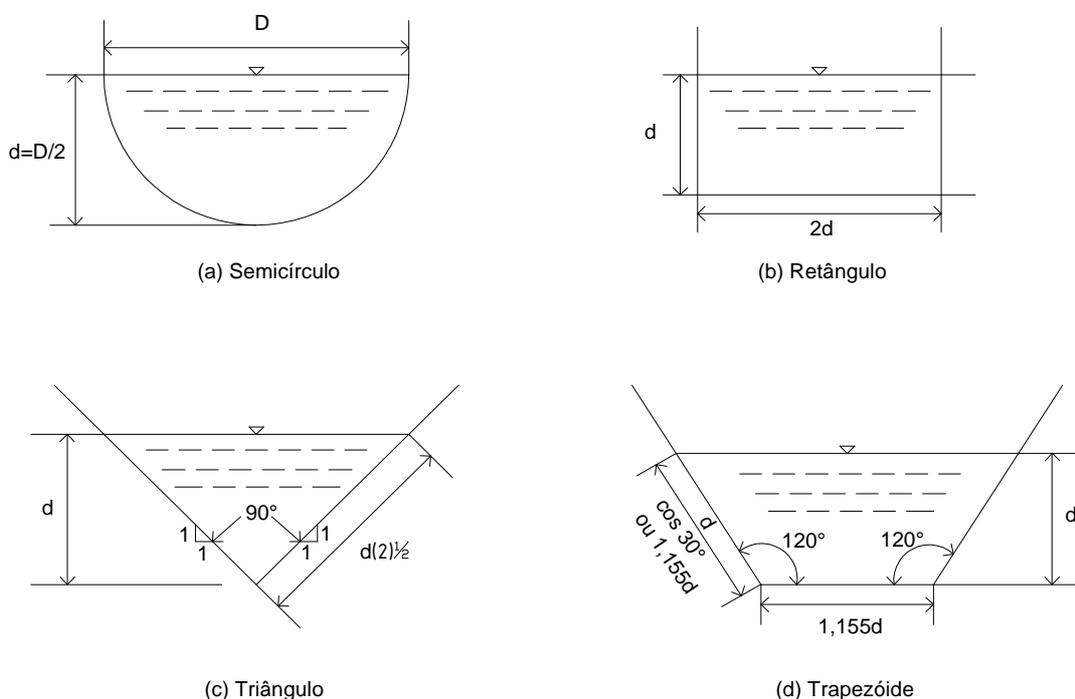


Figura 3.11 – Seções transversais mais eficientes para um canal aberto

3.8 CÁLCULO DE CANAIS

Os problemas usuais de cálculo de canais se enquadram nos seguintes tipos:

a) Determinar a velocidade da água e a descarga de um canal de formas e dimensões conhecidas, bem como declividade e natureza das paredes, utilizando as equações 8, 9 e 10:

$$1 - R = \frac{A}{P} \quad (8)$$

$$2 - V = \sqrt{RI} \quad (9)$$

$$Q = AV \quad (10)$$

b) Determinar a declividade e a velocidade da água conhecidas a descarga, a forma e dimensões da seção e a natureza das paredes, utilizando as equações 11 e 12:

$$1 - R = \frac{Q}{A} \quad (11)$$

$$2 - I = v^2 / C^2 R \quad (12)$$

c) Conhecidas a descarga Q e a declividade I , determinar a seção de escoamento e a velocidade da água: em função das condições locais, natureza das paredes, ou do material que vai ser empregado na construção e revestimento escolhe-se a forma da seção e arbitra-se uma das dimensões da mesma: profundidade, largura, raio em seções circulares, etc.

d) Conhecidas a velocidade e a declividade, determinar a descarga e a área da seção. Os problemas desse gênero devem ser resolvidos por tentativas, arbitrando uma forma de seção e determinando as dimensões que satisfazem os dados do problema.

Neste projeto, o problema se enquadra no item "c".

CAPÍTULO IV – ELEMENTOS DE CÁLCULO DA VAZÃO

4.1 GENERALIDADES

A seção transversal do canal foi dimensionada para comportar a vazão máxima do canal trabalhando como dreno, coletor de água de chuvas e com a contribuição da vazão bombeada do Rio Paraíba.

Para determinação da vazão máxima do canal consideram-se os seguintes dados:

- As contribuições da água de chuva da região;
- O volume proveniente do lençol freático; e
- O volume bombeado pelo Rio Paraíba do Sul.

4.2 ELEMENTOS HIDROLÓGICOS

A determinação de elementos hidrológicos por meio de cálculos baseados em estudos topográficos, características hidrográficas e modelos matemáticos de literatura específica são indispensáveis para evitar impactos negativos trazidos por grandes inundações, que possam levar a estrutura dos taludes ao colapso, trazendo perdas econômicas.

O elemento hidrológico mais importante para este tipo de projeto é a determinação da vazão máxima do canal em uma situação limite, ou seja, períodos de cheias, para que através deste parâmetro possa ser calculada a área da seção transversal do canal.

A determinação da vazão máxima torna-se difícil devido à obtenção de dados confiáveis já que não se dispõe com frequência de séries históricas de chuvas intensas ou até mesmo de dados topográficos precisos.

4.2.1 PRECIPITAÇÃO

Precipitação é o termo genérico dado a água líquida ou partícula de gelo que seja grande o suficiente para cair sobre o solo.

Muitos consideram a chuva como qualquer gota de água líquida que cai sobre o solo. Entretanto para os meteorologistas as gotas que caem devem ter um diâmetro igual ou superior a 0,5 mm para ser considerado chuva. As gotas menores do que 0,5 mm são chamadas chuvisco.

Em Hidrologia, interessam as medidas de chuva sobre a superfície, pois estas são fundamentais na determinação do escoamento superficial direto. A altura de chuvas em mm, representa o volume precipitado distribuído pela área de atuação da chuva. A intensidade de chuva (mm/h ou mm/min), é a quantidade de chuva que cai em um certo intervalo de tempo, indicando a severidade do evento quanto a possíveis inundações.

As medidas da quantidade de chuva são feitas por postos pluviográficos ou pluviométricos, podendo também ser calculado.

Neste projeto o volume de chuva que contribuirá para a vazão do canal foi calculada considerando a duração de vinte e quatro horas (24h), por ser uma situação consideravelmente crítica.

O tempo de recorrência para o projeto dos dispositivos de drenagem foi fixado levando-se em consideração os seguintes fatores:

- Importância e segurança da obra;
- Danos às obras de drenagem;
- Estimativa de custos de restauração, na hipótese de destruição;
- Periculosidade de subestimação das vazões pelos danos que as cheias possam ocasionar às populações ribeirinhas e às propriedades;
- Outros fatores de ordem econômica.

Em face desses fatores, foi usado o período de recorrência de 50 anos, que melhor se encaixa nas determinações segundo instrução do DNIT descritos na Tabela 4.1

Tabela 4.1 – Período de Recorrência em Anos (DNIT 2006)

ESPÉCIE	PERÍODO DE RECORRÊNCIA (ANOS)
DRENAGEM SUPERFICIAL	5/10
BUEIRO TUBULAR DE CONCRETO	15/25
BUEIRO CELULAR DE CONCRETO	<u>25/50</u>
PONTE	100

Para o cálculo da vazão, foi necessário calcular a intensidade de chuva em um determinado tempo, que neste projeto foi de 24 horas, como citado. Existem diversas fórmulas para o cálculo da intensidade, algumas estão demonstradas abaixo.

Das fórmulas para o cálculo da intensidade, foram utilizadas a Tipo “Engº Otto Pfafstetter” (Equação 13) e a Tipo Geral (Equação 15). As demais fórmulas não foram usadas devido à dificuldade de se encontrar os parâmetros necessários. Os cálculos estão demonstrados no *Apêndice I*.

- Tipo “Engº Otto Pfafstetter”:

$$h = T^{\alpha + \frac{\beta}{T^{0,25}}} [a.t + b.\log(1 + c.t)] =$$

$$= 50^{0,170 + \frac{0,08}{50^{0,25}}} [0,183.24 + 20,667.\log(1 + 0,807.24)] = \mathbf{68,78 \text{ mm}} \quad (13)$$

onde, h é a precipitação total em mm; T é o período de retorno em anos; t é a duração da chuva em horas; α e β são coeficientes que dependem da duração da chuva e do local em estudo, são retirados da Tabela 4.2; a,b,c são parâmetros relativos ao ajuste da equação constantes para cada local em estudo.

O valor obtido através desta equação foi o da Precipitação em mm, e para o cálculo da vazão, é necessário o valor da intensidade, portanto, dividindo a precipitação pela duração da chuva, neste caso de 24 h, temos a intensidade de chuva, neste determinado tempo.

$$i = \frac{P}{t} = \frac{68,78}{24} = \mathbf{2,87 \text{ mm/h}} \quad (14)$$

onde, i é a intensidade de chuva em mm/h; P é a precipitação em mm; t é a duração da chuva em horas.

- Tipo Geral:

$$i = \frac{k.T^a}{(t+b)^c} = \frac{1133,836.50^{0,183}}{(1440 + 20,667)^{0,807}} = \mathbf{6,48 \text{ mm/h}} \quad (15)$$

onde, i é a intensidade pluviométrica em mm/h; T é o período de retorno em anos; t é a duração da chuva em min.; k, a, b, c são parâmetros relativos ao ajuste da equação constantes para cada local em estudo.

- Tipo "DAEE – TCTH":

$$i = A.(t+B)^C + D.(t+E)^F . \left\{ G + H. \ln \ln \left[\frac{T}{(T-1)} \right] \right\} \quad (16)$$

onde, i é a intensidade pluviométrica em mm/min.; T é o período de retorno em anos; t é a duração da chuva em min.; A, B, C, D, E, F, G, H são valores que dependem da duração da chuva e do local em estudo.

- Tipo “HC – FCTH”:

$$i = \frac{A}{(t+B)^C} + \frac{D}{(t+E)^F} \cdot \left\{ -0,45004 - 0,7797 \cdot \ln \ln \left[\frac{T}{(T-1)} \right] \right\} \quad (17)$$

onde, i é a intensidade pluviométrica em mm/min.; T é o período de retorno em anos; t é a duração da chuva em min.; A, B, C, D, E, F são valores que dependem do local em estudo.

- Tipo “ln ln”:

$$i = A_j \cdot (t+B_j)^{C_j} + (t+D_j)^{E_k} \cdot \left\{ F_k + G_k \cdot \ln \ln \left[\frac{T}{(T-1)} \right] \right\} + M_j \cdot (t+P_j)^{Q_j} \cdot \ln(T-0,5) \quad (18)$$

onde, i é a intensidade pluviométrica em mm/min.; T é o período de retorno em anos; t é a duração da chuva em min.; $A, B, C, D, E, F, G, M, P, Q$ são valores que dependem da duração da chuva e do local em estudo.

Sendo,

$j=k=1$, para $10 \text{ min} \leq t \leq 60 \text{ min}$;

$j=k=2$, para $60 \text{ min} < t \leq 180 \text{ min}$;

$j=2$ e $k=3$, para $180 \text{ min} < t \leq 1440 \text{ min}$.

No *Anexo I* estão os parâmetros da Cidade de Campos dos Goytacazes, obtidos através do Software Plúvio 2.1 da Universidade Federal de Viçosa UFV.

Tabela 4.2 – Valores de α e β em função do tempo de precipitação (DNER, 1990)

t	5 min	15 min	30 min	1h	2h	4h	8h	24h	2d	4d	6d
α	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,170	0,166	0,156	0,152
β	0,00	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08

4.2.2 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO E COEFICIENTE DE ESCOAMENTO

A área de contribuição utilizada foi calculada através da planta de situação da Cidade de Campos dos Goytacazes. Foi utilizado o programa computacional AutoCAD 2011, para se obter maior precisão, como mostrado na Figura 4.1. Obteve-se uma área de 799.748,92m².

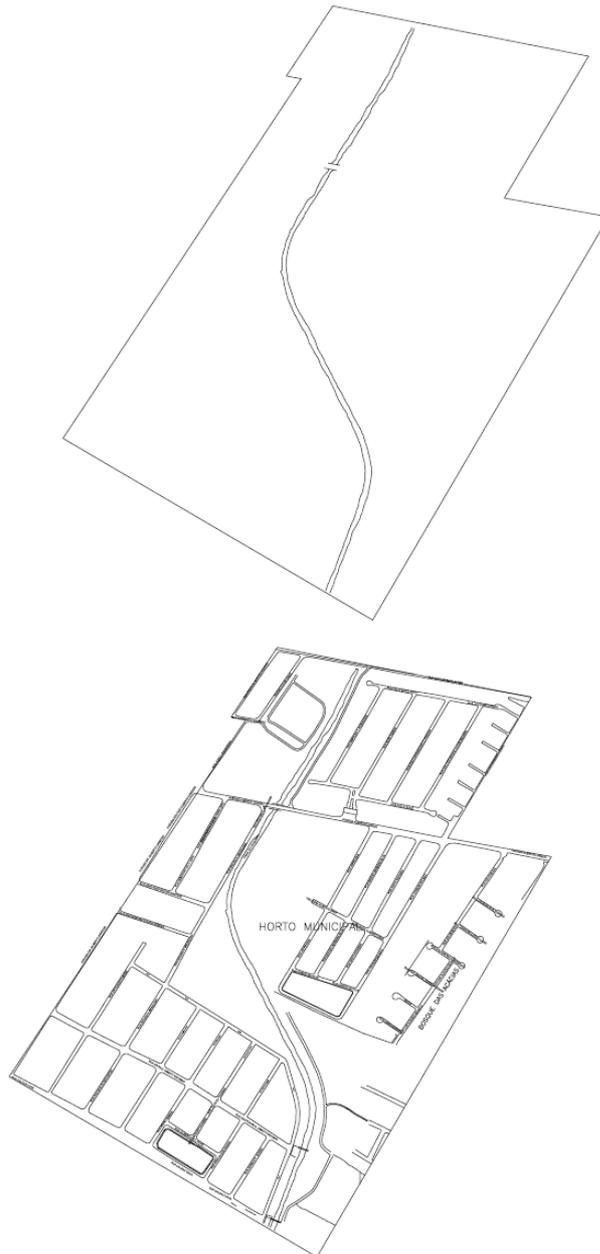


Figura 4.1 - Área de Contribuição

O coeficiente de escoamento varia entre 0,5 a 0,7 (Tabela 4.3). Foi adotado $c=0,7$, pois está sendo considerada a situação mais crítica.

Tabela 4.3 – Coeficiente de Escoamento Superficial

Características da Superfície	Coeficiente de Escoamento
Revestimento de Concreto de	
Cimento Portland	0,70 - 0,90
Revestimento Betuminoso	0,80 - 0,95
Revestimento Primário	0,40 - 0,60
Solos sem revestimento	
Baixa Permeabilidade	0,40 - 0,65
Solos sem revestimento com	
Permeabilidade moderada	0,10 - 0,30
Taludes gramados	<u>0,50 - 0,70</u>
Prados e campinas	0,10 - 0,40
Áreas florestais	0,10 - 0,25
Terrenos cultivados em zonas	
Altas	0,15 - 0,40
Terrenos cultivados e vales	0,10 - 0,30

4.2.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Consideram-se pequenas bacias hidrográficas aquelas com área de drenagem entre 1,0 e 5,0 km², são drenadas por bueiros tubulares ou celulares. Bacias Intermediárias são aquelas com área de drenagem entre 5,0 e 10,0 km², são

drenadas por bueiros tubulares ou celulares. Grandes Bacias são as bacias com área superior a 10,0 km², são drenadas por bueiros celulares ou pontes.

Após a obtenção dos dados, foi feito o dimensionamento hidráulico, através da fórmula do Método Racional descrita na Equação 19. O detalhamento do cálculo é apresentado no *Apêndice II*.

$$Q_{cont} = \frac{(c.i.A_{cont})}{36.10^4} = \frac{(0,7.0,64814.799748,92)}{36.10^4} = 1,0079 \text{ m}^3/\text{s} \quad (19)$$

Na equação 19, Q_{cont} é a Vazão de contribuição em m³/s; c é o Coeficiente de escoamento, (adimensional); i é a Intensidade de Precipitação em cm/h e A_{cont} é a Área de contribuição em m².

Como os cálculos estão sendo feitos para a situação mais crítica, utiliza-se a maior vazão de contribuição encontrada, que foi a obtida com Equação do Tipo Geral, que tem a maior intensidade das duas equações estudadas.

4.3 VAZÃO SUBTERRÂNEA

A vazão subterrânea é a quantidade de água proveniente do lençol freático. Com a ajuda do software SEEP (2004), foram calculadas as vazões para 5 perfis de sondagem. As sondagens foram realizadas pela ENGEO Engenharia Geotécnica, a cada 50 metros, e são apresentadas no *Anexo II*. Ao todo foram 10 sondagens mas, como são parecidas foi feito um agrupamento, por esse motivo o cálculo da vazão foi analisado em 5 das 10 sondagens existentes. Os perfis mostram também que o maciço de solo é heterogêneo, com camadas de argila siltosa mole e areia fofa. Nas camadas mais profundas, observa-se uma camada de areia fina. O solo ao longo dos taludes é instável, sofrendo constantes desmoronamentos para dentro do canal, comprometendo seu fluxo.

Para obter um maior fator de segurança, utilizou-se a maior vazão encontrada entre os perfis de sondagem analisados (Tabela 4.4). O perfil escolhido foi o SP1 (Figura 4.2), os cálculos das demais vazões subterrâneas se encontram no *Apêndice III*.

Tabela 4.4 – Vazão subterrânea para os diferentes SPTs

Perfil	SP1 (m ³ /s/m)	SP5 (m ³ /s/m)	SP9 (m ³ /s/m)	SP11 (m ³ /s/m)	SP21 (m ³ /s/m)
Vazão	2,6e-6	1,3e-7	9,4e-7	1,2e-7	2,5e-7

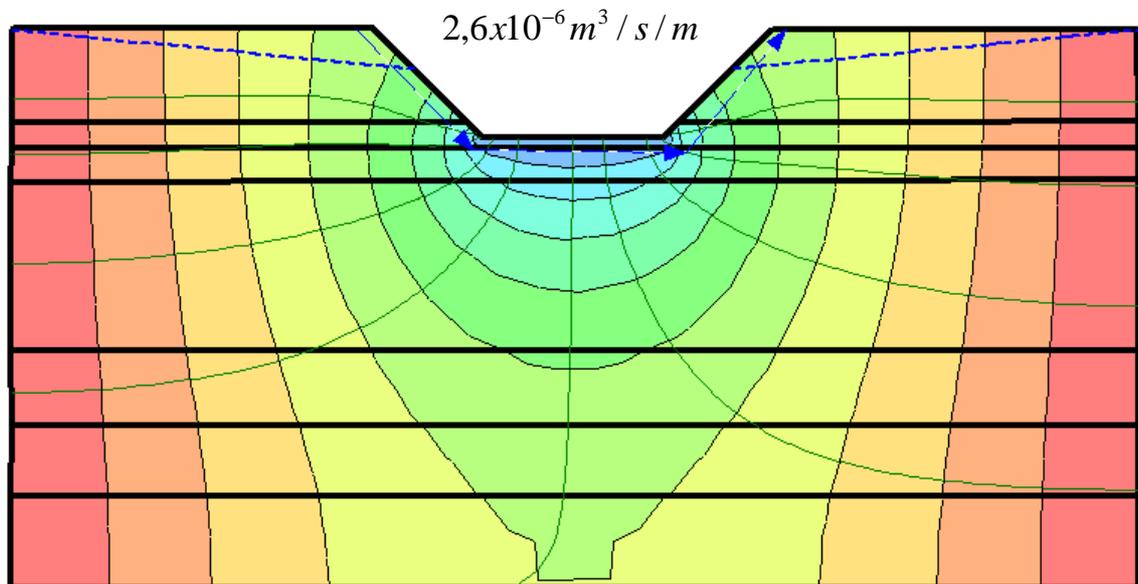


Figura 4.2 – Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP1

Como dados de entrada, utilizou-se os parâmetros descritos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Parâmetros utilizados para a análise da vazão subterrânea

Tipo de Solo	Permeabilidade k (cm/s)
Silte Areno Argiloso	10e-5
Areia Siltosa	10e-1
Argila Siltosa	10e-7
Areia Argilosa	10e-3
Areia muito Argilosa	10e-4

4.4 CAPACIDADE DE ADUÇÃO DO CANAL

Alguns fatores limitantes, como restrições hidráulicas nos canais, tornam a disponibilidade de água na região “virtual”. O primeiro limitador é a própria capacidade de captação de água do canal Coqueiros. Nos períodos de cheia, quando o rio está em quotas elevadas, a condução de água no canal se dá de forma livre. Entretanto, nos períodos de estiagem, dificilmente o nível d’água do rio atinge o mínimo necessário para que haja a entrada de água pela comporta. Para resolver tal problema, foram instaladas quatro bombas de captação com capacidade de captação de 1,0 m³/s cada. Ou seja, um total de 4,0 m³/s.

4.5 CÁLCULO DA SEÇÃO DO CANAL

O formato da seção considerada foi estimado o mais próximo possível do atual, para evitar uma alteração nas vias existentes em sua proximidade. Foi necessário fazer uma verificação para certificar-se de que a seção adotada comporta a vazão calculada. A seção adotada é mostrada na Figura 4.3.

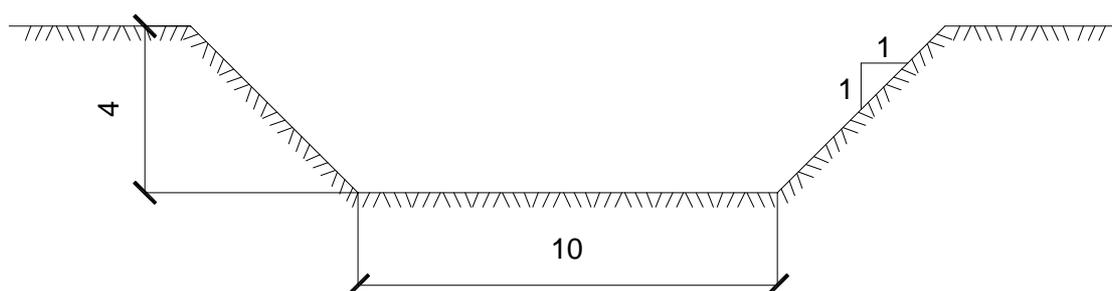


Figura 4.3 – Seção do canal

Foi adotada uma seção trapezoidal, por ser a seção de máxima economia. Com isso, foi calculada a área molhada através da Equação 16:

$$A_{mol} = \frac{[(B + b).h]}{2} = \frac{[(16 + 10).3]}{2} = \mathbf{39 \text{ m}^2} \quad (16)$$

onde, A_{mol} é a Área molhada do canal em m^2 ; B é a Base maior do trapézio em m; b é a Base menor do trapézio em m; h é a Altura do nível d'água em m.

Após o cálculo da área molhada, foi calculado o perímetro molhado. Com estes valores, foi definido o raio hidráulico através da Equação 17:

$$R = \frac{A_{mol}}{P_{mol}} = \frac{39\text{m}^2}{18,486\text{m}} = \mathbf{2,11 \text{ m}} \quad (17)$$

onde, R é o Raio hidráulico em m; A_{mol} é a Área molhada em m^2 ; P_{mol} é o Perímetro molhado em m.

A declividade longitudinal do canal foi adotada em $0,1\% = 0,001 \text{ m / m}$.

Através da fórmula de Manning, descrita na Equação 18, foi feito o cálculo da velocidade de escoamento do canal:

$$V_{esc} = \frac{1}{n} . R^{2/3} . I^{1/2} = \frac{1}{0,025} . 2,11^{2/3} . 0,001^{1/2} = \mathbf{2,081 \text{ m/s}} \quad (18)$$

onde, V_{esc} é a Velocidade de escoamento em m/s; I é a Declividade longitudinal em m/m; n é o coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional); R é o Raio hidráulico em m.

O coeficiente de rugosidade para canais abertos de terra, retilíneos e uniformes, varia de 0,017 a 0,025. Foi utilizado $n = 0,025$, pois está sendo considerada a situação mais crítica. Os valores do coeficiente de rugosidade de Manning foram retirados da Tabela 3.6.

O canal dimensionado possui cobertura superficial de Rocha Compacta para o qual a velocidade máxima é de 4,00 m/s de acordo com a Tabela 3.3

Através do cálculo da velocidade de escoamento foi observado que esta é inferior à velocidade de escoamento máxima, devido ao tipo de cobertura vegetal.

Como os cálculos estão sendo feitos para o estado mais crítico, ou seja, para o estado limite, será adotada então a velocidade máxima de 4,00m/s.

Os cálculos estão demonstrados no *Apêndice IV*.

4.6 CÁLCULO DA VAZÃO ADMISSÍVEL

Para se determinar a vazão admissível do canal, ou seja, a vazão máxima que o canal pode suportar foi utilizada a Equação da Continuidade (Equação 19), demonstrada no *Apêndice IV*:

$$Q_{adm} = A_{mol} \cdot V_{esc} = 39m^2 \cdot 4m/s = \mathbf{156 \text{ m}^3/s} \quad (19)$$

onde, Q_{adm} é a vazão admissível, em m^3/s , A_{mol} é a área molhada, em m^2 , e V_{esc} é a velocidade de escoamento, em m/s.

Para verificar se a seção adotada é satisfatória, a vazão de contribuição somada com a subterrânea e com a vazão das bombas deve ser inferior à vazão admissível e obedecer a Equação 20, a seguir:

$$Q_{afluente} = Q_{contribuição} + Q_{subterrâneo} + Q_{bombas} = 1,0079 + 3,16 \times 10^{-3} + 4 = \mathbf{5,011 \text{ m}^3/s} \quad (20)$$

A vazão de contribuição é a quantidade de água proveniente da chuva.

A vazão subterrânea é a quantidade de água proveniente do subsolo.

A vazão das bombas de adução foi encontrada na literatura (GETIRANA 2005).

Após o cálculo dessas vazões, foi feito o cálculo da vazão afluyente, demonstrado no *Apêndice IV*, e esta foi inferior à vazão admissível, ou seja, a seção adotada é suficiente, para comportar toda a quantidade de água que irá abastecer o canal.

CAPÍTULO V – ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

5.1 ESTABILIDADE DE TALUDES

5.1.1 INTRODUÇÃO

Segundo Caputo (1988), sob o nome genérico de taludes compreende-se quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha. Podem ser naturais, casos das encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros. A Figura 5.1 ilustra a composição de um talude.

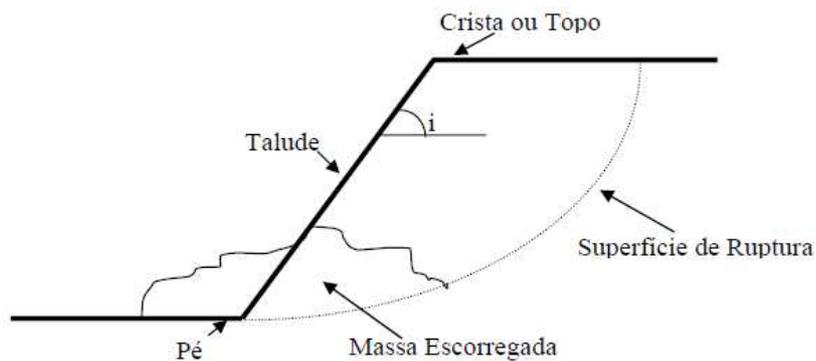


Figura 5.1 – Ilustração dos componentes de um talude (DYMINSKI, A. S. UFPR)

Os principais tipos de movimentos de taludes podem ser classificados em:

- *Desprendimento de terra ou rocha*: é quando uma porção de um maciço terroso ou de fragmentos de rocha que se destaca do resto do maciço, caindo livre e rapidamente, acumulando-se no pé do talude.

- *Escorregamento*: deslocamento rápido de uma massa de solo ou de rocha que, rompendo-se do maciço, desliza para baixo e para o lado. Apresenta superfície de ruptura bem definida, que é função do tipo de solo ou rocha, da geometria do talude e das condições de fluxo de água. Pode ocorrer devido a diversos fatores,

tendo a água como principal agente causador, sendo mais frequente em períodos chuvosos.

- *Rastejo*: deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com ou sem limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária. A velocidade de rastejo é de cerca de 30 cm em 10 anos, enquanto que a velocidade média de avanço de um escorregamento é da ordem de 30 cm por hora. A curvatura dos troncos de árvores, inclinação de postes e fendas no solo são algumas das indicações do rastejo.

5.1.2 MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE

O fator de segurança, FS, pode ser obtido a partir da solução de equações de equilíbrio estático de forças em duas direções ortogonais entre si e/ou momentos, para um talude com uma superfície de ruptura com formato definido. Estes elementos de estática, juntamente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e, eventualmente, com hipóteses para superar indeterminações oriundas de um número de equações inferior ao número de incógnitas, constituem a base dos métodos determinísticos de equilíbrio limite.

O fator de segurança é definido como:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_s} \quad (21)$$

onde, $\sum M_r$ é o somatório dos momentos dos esforços resistentes em relação ao centro de rotação; $\sum M_s$ é o somatório dos momentos dos esforços solicitantes em relação ao centro de rotação.

Os valores aceitos para o fator de segurança acima definido são:

FS \geq 1,3 para obras provisórias;

FS \geq 1,5 para obras permanentes.

Os métodos de equilíbrio limite se dividem em três tipos: métodos que admitem que o solo se comporta, na ruptura, como um corpo rígido; métodos que geram

hipóteses sobre as tensões existentes ao longo de superfícies potenciais de ruptura, dividindo a massa rompida em cunhas; e finalmente, métodos que se caracterizam por fazerem hipóteses de forças entre fatias da massa rompida. O programa GeoSlope (2004), utilizado neste trabalho, leva em consideração os métodos das fatias: Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado.

O método de Fellenius (1936) admite uma superfície de ruptura circular e o fator de segurança do talude é calculado através do equilíbrio de momentos, não levando em consideração as forças tangenciais e normais às paredes das fatias (Figura 5.2). Aplicando o equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo de ruptura com o equilíbrio de forças na direção perpendicular à superfície de ruptura tem-se o fator de segurança (FS) a partir da seguinte Equação 22:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot (b_i / \cos \theta_i) + (W_i \cos \theta_i - u_i (b_i / \cos \theta_i)) \cdot \text{tg} \phi']}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen} \theta_i} \quad (22)$$

onde U_i é a poro-pressão média na base da fatia considerada;

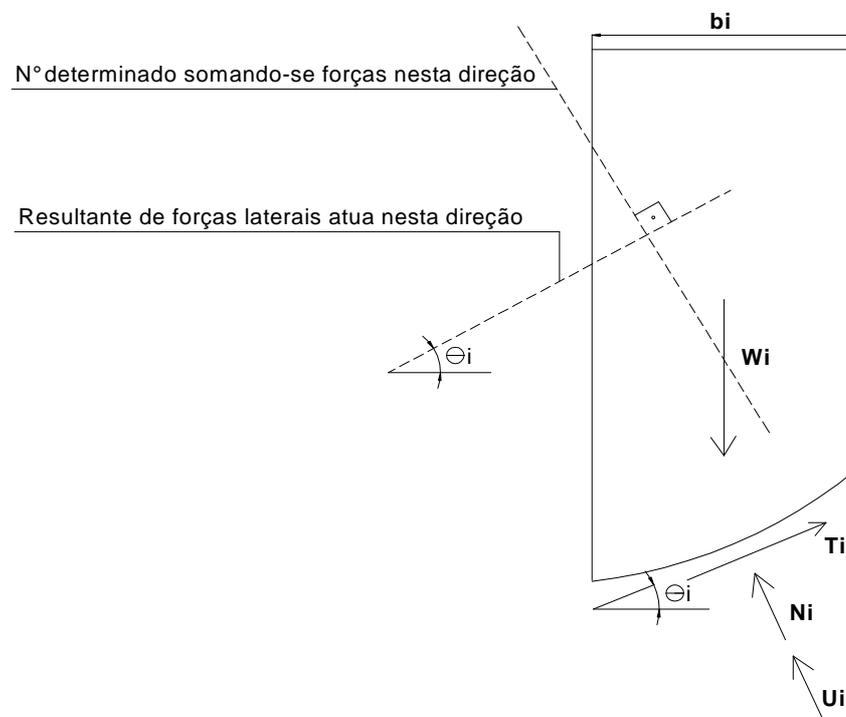


Figura 5.2 – Esquema de forças na fatia, Método de Fellenius

O método de Bishop Simplificado (1955) considera que a superfície de ruptura é circular e a resultante de forças laterais na fatia é horizontal. O fator de segurança, obtido a partir do equilíbrio de forças verticais, é dado pela Equação 23. A Figura 5.3 mostra o esquema de forças na fatia, a largura da fatia (b_i) e o ângulo θ_i de inclinação da fatia.

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \text{sen} \theta_i} \sum_{i=1}^n [c' \cdot b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi'] / M_i(\theta) \quad (23)$$

onde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left[1 + \frac{\text{tg} \theta_i \cdot \text{tg} \phi'}{FS_i} \right] \quad (24)$$

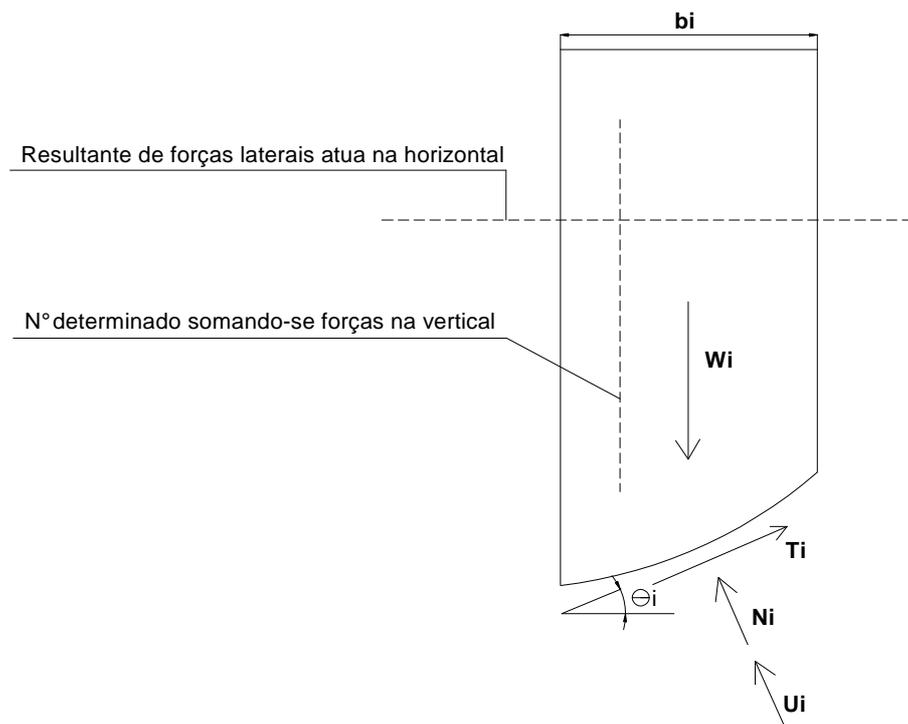


Figura 5.3 – Esquema de forças na fatia, Método de Bishop Simplificado

A solução resulta de um processo iterativo, no qual é arbitrado um fator de segurança FS_i para a Equação 24 e calcula-se FS com base na Equação 23. O processo repete-se até que o valor calculado (FS) se iguale ao valor arbitrado (FS_i).

O Método de Janbu Simplificado (1973) é baseado no equilíbrio de forças, desprezando as componentes verticais Y_i e Y_{i+1} tangenciais às laterais das fatias. Para satisfazer parcialmente o equilíbrio de momentos, Janbu propôs um fator de correção empírico f_0 como tentativa de resolver o problema. Esse fator é dependente do tipo de solo e da forma da superfície de deslizamento, conforme ilustrado na Figura 5.4. O fator de segurança neste método é dado por:

$$FS = \frac{f_0}{\sum_{i=1}^n w_i \operatorname{tg} \theta_i} \sum_{i=1}^n [c' \cdot b_i + (w_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi'] / \cos \theta_i \cdot M_i(\theta) \quad (25)$$

onde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \theta_i \cdot \operatorname{tg} \phi'}{FS} \right] \quad (26)$$

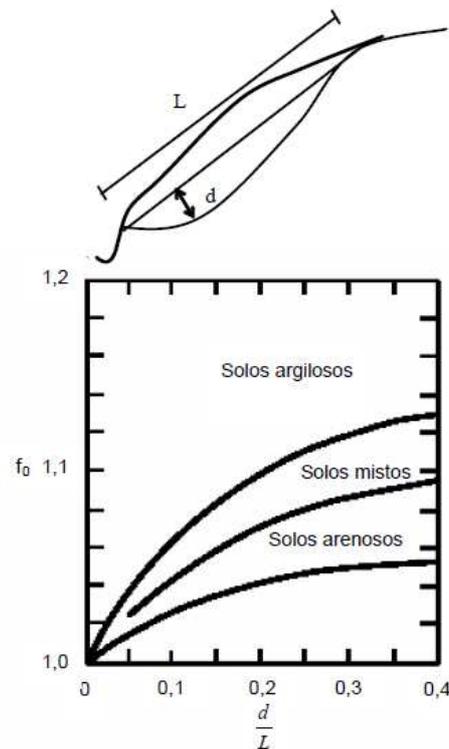


Figura 5.4 – Variação do fator f_0 em função do parâmetro d/L e do tipo de solo

5.1.3 TIPOS DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO

Existem vários tipos de obras de estabilização de taludes disponíveis na Engenharia nos dias de hoje. A escolha por um ou outro método depende do tipo de problema a ser resolvido, viabilidade de execução e viabilidade financeira do projeto a ser desenvolvido.

Para se poder projetar adequadamente um talude que seja estável, deve-se levar em consideração dos dados de investigação de campo, ensaios de laboratório, análises de estabilidade efetuadas, a forma de execução da obra e sua manutenção. E, principalmente, o engenheiro deve utilizar seu bom senso.

Muitas vezes, com uma simples modificação de geometria do talude, pode-se torná-lo estável. Outras vezes, é necessária a execução de obras complexas de engenharia.

Dentre as principais obras que se destacam estão:

- Solo Reforçado (terra armada, geossintéticos ou materiais alternativos);
- Solo Grampeado ou Pregado;
- Muro de Arrimo (muros a gravidade, com contrafortes, gabiões, entre outros);
- Cortina Atirantada;

Outro tipo de estabilização é o revestimento dos taludes com colchão Reno, que pode ser utilizado em canais com eficiência.

Neste projeto foram utilizados para estabilizar os taludes do canal Coqueiros: colchão Reno, gabiões e grampos. A Figura 5.5 detalha os três elementos na seção do canal em estudo.

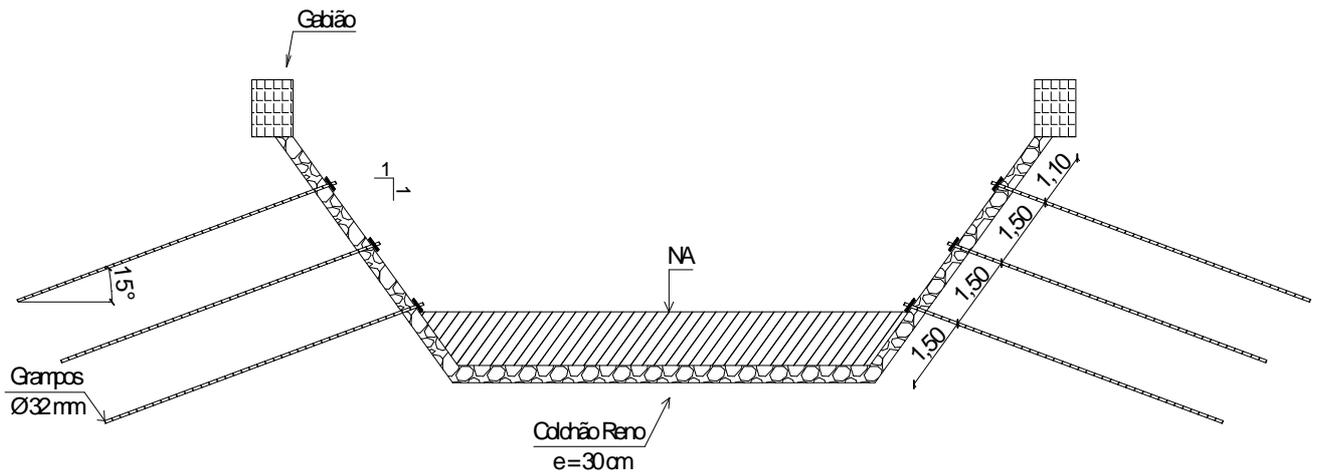


Figura 5.5 – Detalhe da seção do Canal Coqueiros

5.2 COLCHÃO RENO

Os colchões Reno são utilizados para revestimento, sendo estruturas muito versáteis. São aplicados em taludes de córregos e canais com grande eficácia, pois possuem uma série de vantagens, tais como permeabilidade, flexibilidade e boa resistência mecânica. Entretanto para que o revestimento desempenhe sua função plena, alguns preceitos de estabilidade devem ser levados em conta durante a fase de projeto, de maneira a manter a integridade estrutural do revestimento. A Figura 5.6 mostra aplicações do colchão Reno.



(a)



(b)

Figura 5.6 – Exemplos de aplicações do colchão Reno

Um fator importante para estabilidade do revestimento é a inclinação da superfície onde será aplicado. Os colchões Reno são indicados para inclinações de até 45° , ou seja, 1H/1V, porém nessa inclinação são indicados grampos de fixação que auxiliem na estabilidade do colchão (Figura 5.7). Isto se deve ao fato de o material de preenchimento, a pedra rachão ou brita número 4 terem um ângulo de atrito interno da ordem de 41° ; pois quando o valor de inclinação supera o valor do ângulo de atrito interno, significa que o revestimento não é estável.

Com base nessas considerações de projetos, a estrutura de revestimento em colchões Reno desempenhará sua função de proteção de superfície, principalmente em situações hidráulicas.

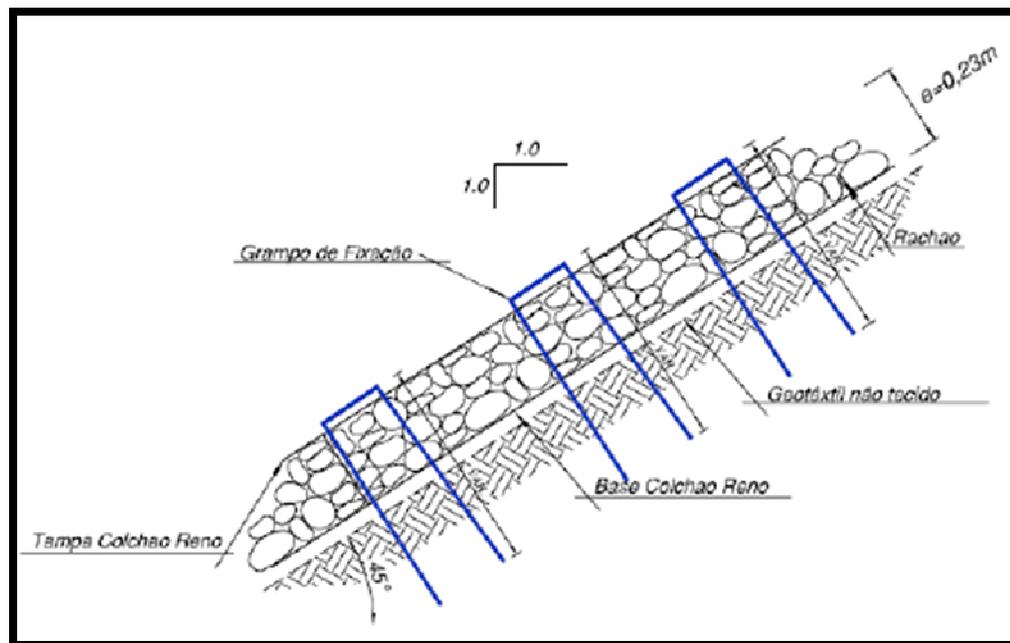


Figura 5.7 – Detalhe de grampos de fixação em colchões aplicados a 45°

As especificações e o manual de instalação do colchão Reno se encontram no Anexo III.

5.3 GABIÃO

Gabiões são caixas ou gaiolas de arame galvanizado, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são colocadas justapostas e costuradas umas às outras por arame, formando muros de diversos formatos. São utilizados geralmente como proteção superficial de encostas, proteção de margens de rios e riachos, são também utilizados como muros de contenção. Possuem método construtivo simples e custo relativamente baixo, por isso vêm sendo muito utilizados como contenção de aterros e de encostas de maneira provisória e de menor responsabilidade. Deve-se tomar cuidado quanto a sua implantação, devendo utilizar uma manta geotêxtil ou areia fina como material de transição entre o muro e a encosta. Na Figura 5.8 pode-se ver uma ilustração de um muro de gabião.



Figura 5.8 – Aplicação de Gabião

Neste projeto utilizou-se gabião nas cabeceiras do canal e nas bordas ao longo de todo canal, servindo para ancorar o colchão Reno e evitar o seu arraste longitudinal, além de funcionar como guarda corpo. Nos taludes abaixo da ponte da Avenida Alberto Lamego foram utilizados gabiões para evitar erosão.

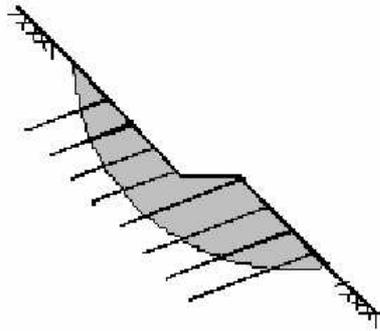
5.4 SOLO GRAMPEADO

5.4.1 DEFINIÇÃO

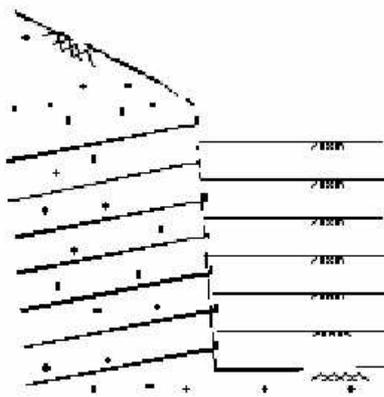
O solo grampeado é uma técnica bastante eficaz no que diz respeito ao reforço do solo “in situ” em taludes naturais ou taludes resultantes de processo de escavação. O grampeamento do solo é obtido através da inclusão de elementos lineares passivos, semi-rígidos, resistentes à flexão composta, denominados grampos. Os grampos podem ser barras ou tubos de aço ou ainda, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular. Estes elementos de reforço são posicionados horizontalmente ou inclinados no maciço, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento (Ortigão et al., 1993). Sua função é minorar os deslocamentos do maciço terroso pelo acréscimo de forças internas contrárias ao sistema natural de acomodação de massa (Silva et al., 2001).

Dentre as diversas aplicações da técnica de solo grampeado, podemos citar:

- Estabilização de taludes naturais (Figura 5.9 a);
- Contenção de escavações temporárias ou permanentes (Figura 5.9 b) associadas às fundações de edifícios, escavações para vias subterrâneas (estacionamentos ou metrô), cortes para implantação de sistemas viários e escavações para portais de túneis;
- Recuperação de estruturas de contenção tais como, cortinas de terra armada, muros de concreto armado e cortinas atirantadas.



(a) Taludes naturais



(b) Escavações

Figura 5.9 – Aplicações usuais de solo grampeado (adaptado de Byrne et al., 1998; Ortigão e Sayão, 2000).

5.4.2 MÉTODO EXECUTIVO, EQUIPAMENTOS E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

O processo construtivo é constituído por três etapas principais sucessivas: a escavação, a instalação dos grampos e a estabilização do paramento (Figura 5.10). Em virtude das condições do terreno, a ordem da instalação dos grampos e da estabilização do paramento pode ser invertida.

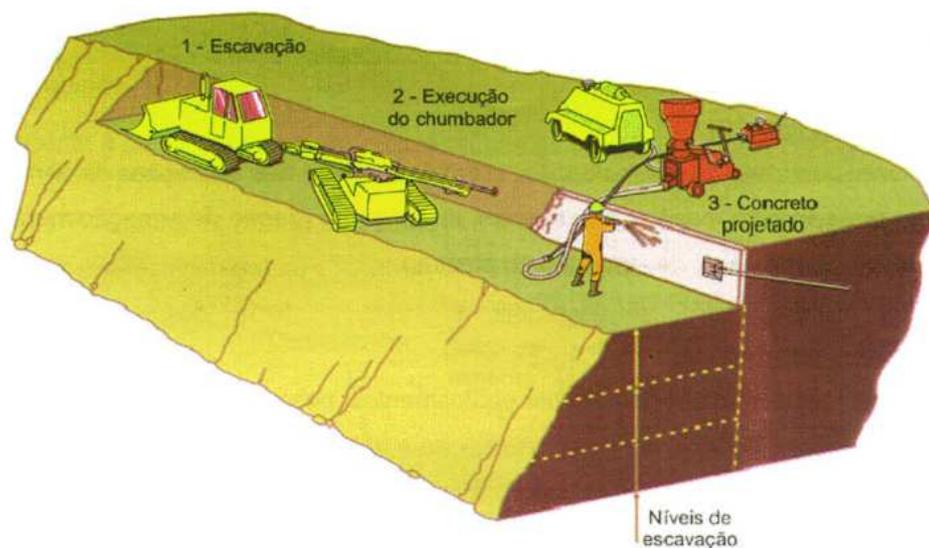


Figura 5.10 – Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (Zirlis et al., 1999).

- *Escavação*: As escavações são geralmente realizadas em bancadas, com profundidades variando entre 1 a 2m, em função do tipo de solo. Em geral, os solos capazes de serem grampeados são areias consolidadas, areias úmidas com coesão capilar, argilas adensadas e rochas brandas. No caso de solos arenosos, alturas superiores a 2,0m ou inferiores a 0,5m são raras.
- *Colocação dos grampos*: A introdução de grampos no solo a ser reforçado pode ser feita na direção horizontal ou com uma pequena inclinação (em geral de 5° a 15° com a horizontal). A Figura 5.11 mostra diferentes configurações para a extremidade dos grampos.

No Brasil, os grampos são geralmente feitos de aço, do tipo CA-50, DYWIDAG, Incotep ou Rocsolo de 12,5mm a 41mm (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Tipos de grampos utilizados no Brasil (adaptado de Ortigão e Sayão, 2000)

Tipo de aço	Tipo de seção	Diâmetro da barra (mm)	Diâmetro mínimo recomendado do furo (mm)	Carga máxima de ensaio (kN)	Carga de trabalho (kN)
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32	100	350	200
Dywidag ST 85/105				600	350
CA 50 A	Plena	12,5	75	55	30
		20	100	140	80
		25	100	230	130
		32		360	200
	Reduzida com rosca	25	100	190	110
		32		260	160
Incotep-13-D	Reduzida com rosca	22	100	220	125
Incotep-22-D	Reduzida com rosca	30	100	380	215
Rocsolo ST 75/85	Plena	22	100	210	125
		25		280	165
		28		360	200
		38	125	660	375
		41		890	510

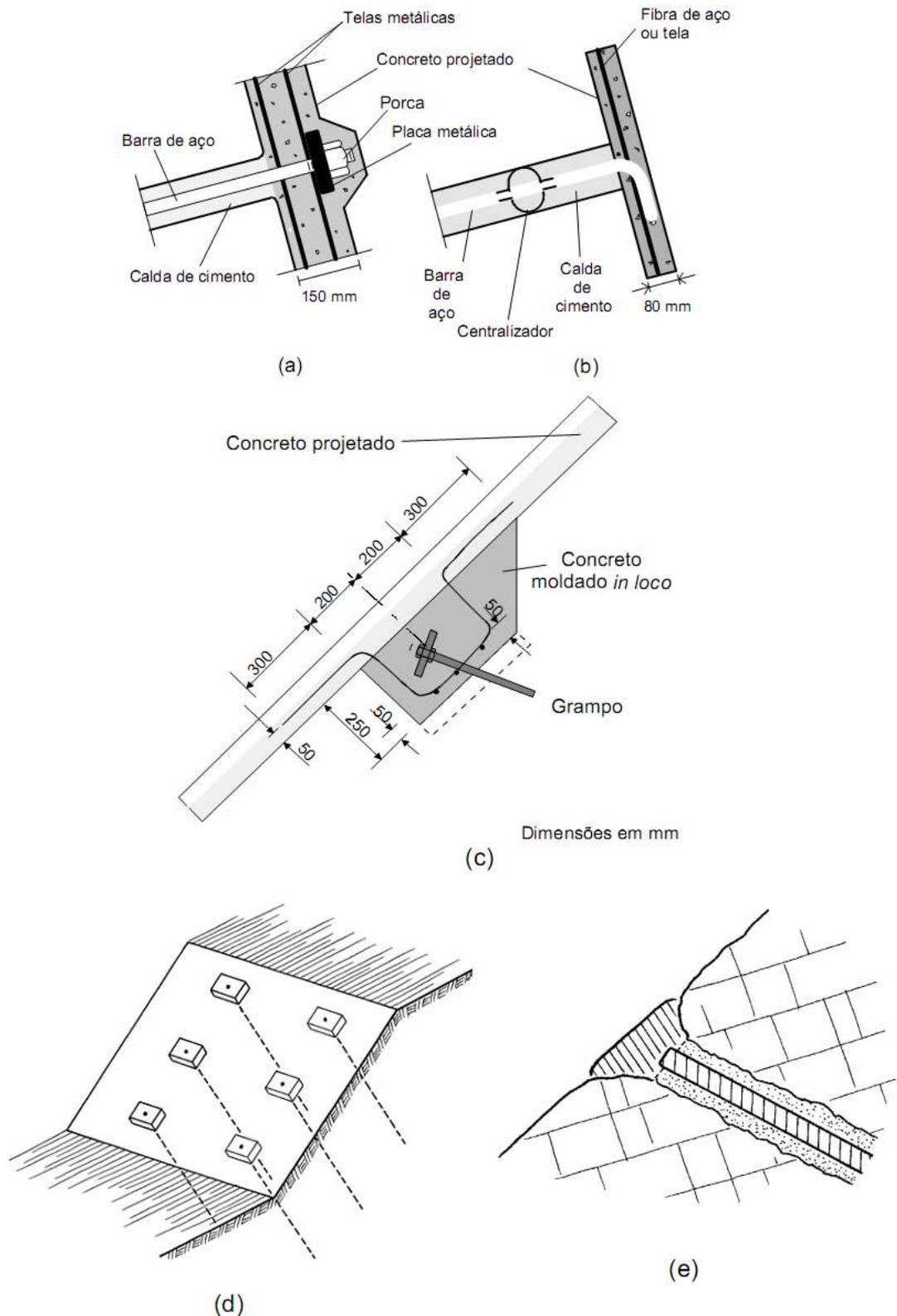


Figura 5.11 – Tipos de cabeça dos grampos: (a) \square aço $\geq 20\text{mm}$; (b) \square aço $< 20\text{mm}$; (c) extremidade embutida no terreno (Ortigão e Sayão, 2000); (d) com bloco de proteção; (e) extremidade embutida sem placa metálica (Ingold, 2000).

As técnicas mais utilizadas para a instalação dos grampos são:

Grampos Injetados: As barras são posicionadas no maciço após a execução de um pré-furo e segue-se a injeção da calda do grampo. O material constituinte da injeção (na perfuração preexistente) é argamassa ou nata de cimento com fator água/cimento próximo a 0,5 (em peso). Em alguns casos, após um mínimo de 12 horas, faz-se uma reinjeção do chumbador, por meio do tubo de injeção perdido, anotando-se a pressão máxima de injeção e o volume de calda absorvida. Não se executa a reinjeção, a não ser que haja dois ou mais tubos de injeção perdidos.

A calda de injeção deverá atender ao projeto, não contendo cimentos agressivos aos grampos. Como fluido de perfuração e limpeza do furo, poderá ser utilizado água ou ar. Alternadamente, pode se optar por trados helicoidais. Se as barras dos grampos forem de aço, estas devem receber tratamento anticorrosivo. No caso da utilização de barras de plástico reforçadas por fibras, não há necessidade de tal procedimento, pois este material é imune à corrosão. Ao longo das barras, devem ser dispostos elementos centralizadores, tipicamente a cada 2 ou 3m, para evitar o contato do elemento de reforço com o solo. O elemento de reforço deve estar centrado e com recobrimento de nata totalmente assegurado.

É possível o uso de grampos de diversos comprimentos e em praticamente qualquer tipo de solo. De fato, esta é uma técnica possível para grampos longos e em solos onde os grampos cravados não podem ser executados.

A instalação por grampos injetados é o tipo mais comum no Brasil.

Grampos Cravados: Consiste na cravação por percussão de barras, tubos metálicos ou perfis metálicos esbeltos com auxílio de martetele, o que leva a um processo de execução mais rápido, porém com menor resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo. Em alguns casos pode ser empregado martetele manual no processo de cravação.

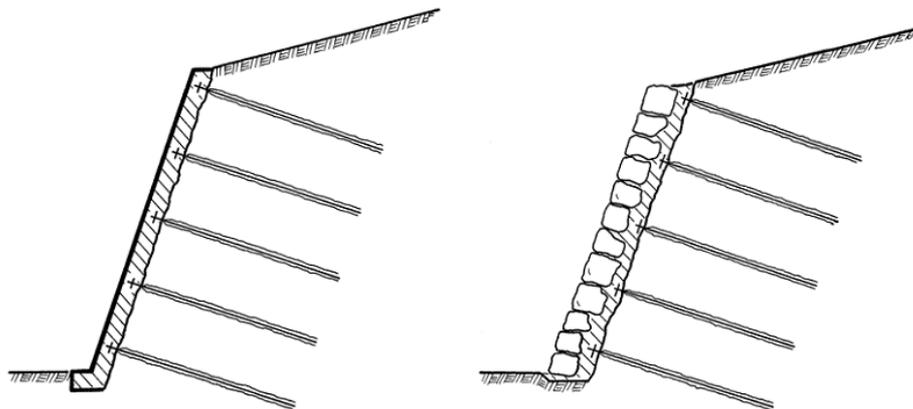
O tipo de instalação por cravação não é recomendado quando há ocorrência de pedregulhos, nem no caso das argilas porosas, como as de São Paulo e de Brasília, onde a resistência mobilizada é reduzida. Há também limitações no comprimento

máximo, da ordem de 6m, condicionado à eficiência de cravação do grampo (Ortigão et al., 1993).

Os grampos apresentam usualmente rigidez, tal que os esforços cisalhantes e momentos fletores não devem ser desprezados (Schlosser, 1982). Determinados cuidados devem ser considerados no aspecto de proteção contra a corrosão. Em geral, nos elementos cravados, a prevenção é feita adotando-se uma espessura adicional de recobrimento com resina ou pintura anticorrosiva.

A escolha de qualquer uma das duas técnicas citadas envolve não só critérios econômicos, mas também outros fatores técnicos, como o tipo de solo envolvido no problema, a eficiência dos grampos para os tipos de terrenos envolvidos (ensaios de arrancamento) e a altura de escavação.

- *Construção de parede no local*: Em geral o revestimento da parede é de concreto projetado com uma malha de tela soldada (Figura 5.12a). Podem ser utilizados painéis pré-fabricados, em função de aspectos arquitetônicos (Figura 5.12b). Em taludes com inclinação mais suave é possível adotar revestimento vegetal (Pinto e Silveira, 2001) ou grama armada (Alonso, 2005).



(a) Concreto projetado (b) Concreto projetado com painéis pré-fabricados

Figura 5.12 – Revestimento da parede de solo grampeado (Ingold, 2000; Saramago et al., 2005)

5.4.3 VANTAGENS E LIMITAÇÕES DO SOLO GRAMPEADO

As principais vantagens do solo grampeado são a velocidade de execução, o baixo custo, a flexibilidade e a deformabilidade, quando comparadas a outros tipos de obras de contenção. As etapas de escavação, perfuração e injeção podem ser realizadas simultaneamente em posições diferentes da frente de trabalho. Estruturas executadas com esta técnica são flexíveis e compactas, apresentando adequada resistência a esforços dinâmicos. Por serem estruturas deformáveis, suportam com segurança a ocorrência de recalques totais ou diferenciais.

Outras vantagens são adaptabilidade às condições locais, devida à utilização de equipamentos de pequeno e médio porte, que permitem a execução do solo grampeado em locais de difícil acesso; e a redução da quantidade de equipamentos e materiais de construção. A execução de solo grampeado requer normalmente o uso de equipamentos leves, como uma máquina para escavação de terra, uma máquina perfuradora e um equipamento de injeção.

Apesar da utilização principalmente em solos homogêneos, uma estrutura em solo grampeado pode ser executada em solos heterogêneos. Outro ponto positivo é a possibilidade de ajuste do projeto no avanço das escavações, já tendo conhecimento do material utilizado.

Por outro lado, a técnica de solo grampeado apresenta como principal desvantagem os deslocamentos do maciço permitidos pela flexibilidade da estrutura. Deslocamentos laterais e verticais constituem uma limitação que é particularmente importante em áreas urbanas devido à presença de estruturas vizinhas.

O uso não é recomendado em solos abaixo do nível d'água, devido a dificuldade de escavação; e em areias sem coesão aparente, ou em solos contendo uma alta porcentagem de argila. O teor de umidade destes solos poderia aumentar depois da construção, devido à presença de água que acarretaria uma perda da resistência e, conseqüentemente, uma significativa redução da resistência ao cisalhamento do solo/grampo.

5.5 CAIXAS DE DECANTAÇÃO

Caixa de decantação ou caixa de areia é um dispositivo que é construído junto às tomadas de água, também chamado de canal de derivação. As suas principais finalidades são proteger as bombas, válvulas e acessórios contra a abrasão e evitar o entupimento e o assoreamento do canal. Tem como função separar por decantação areias e outros materiais pesados que se encontram em suspensão no fluxo de água.

O funcionamento das caixas se dá pela deposição por decantação de partículas sólidas mediante a redução da turbulência do fluxo de água. A turbulência provoca o arraste e a suspensão de partículas, já a tranquilização provoca a sedimentação.

O processo de reduzir e controlar a velocidade de escoamento tende a forçar a sedimentação ou deposição de partículas acima de um determinado padrão. O mais comum é a remoção de partículas de diâmetros médios e grandes, superiores a 0,2mm. A Figura 5.13 ilustra um arranjo típico de uma caixa de areia.

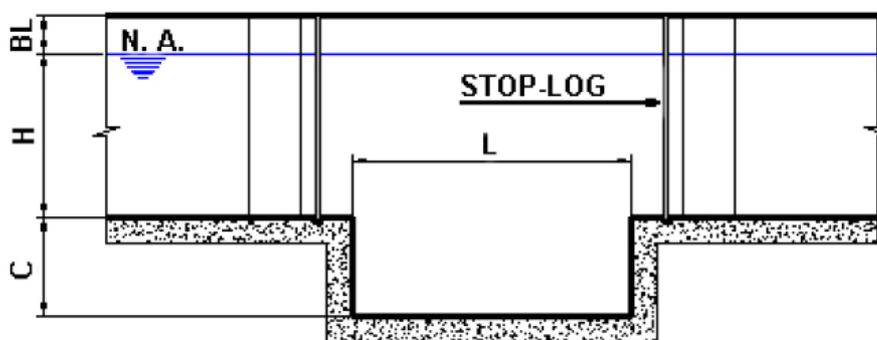


Figura 5.13 – Vista lateral de uma caixa de areia

Este projeto apresenta algumas caixas de areia localizadas em pontos espaçados de aproximadamente 300 metros, totalizando 4 caixas. Uma caixa foi projetada no começo do trecho de estudo com o objetivo de evitar grandes erosões, onde a água bombeada do rio passa inicialmente. Portanto, nesta caixa ficará retida a maior quantidade de resíduos. As outras 3 caixas se localizam ao longo do canal. As dimensões utilizadas foram: largura de 10 metros, comprimento de 30 metros e

profundidade de 1 metro. Por falta de dados sobre a quantidade de sólidos na água, os valores foram arbitrados. A frequência de limpeza será definida nos primeiros anos de utilização.

As caixas foram projetadas de concreto armado, com espessura de 15cm no fundo e 30cm nas bordas. A armadura utilizada foi a mínima, pois a caixa funciona como uma laje que não possui esforços. Embaixo das caixas foi colocado rachão para evitar o contato direto do concreto com o maciço de solo.

No final do trecho, onde o canal chega na Rua Raul Abbot Escobar foi utilizado o rachão para evitar que a água percolada entre em contato direto com o solo, o que poderia causar erosão.

O rachão é um material com dimensão máxima característica inferior a 150mm, isento de impurezas, proveniente da reciclagem de concretos e blocos de concretos da construção civil (Figura 5.15). É utilizado em obras de pavimentação, drenagens, terraplenagem, etc.



Figura 5.14 – Ilustração do rachão

CAPÍTULO VI – DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

6.1 METODOLOGIA DE CÁLCULO

O projeto de dimensionamento dos taludes do Canal Coqueiros com solo grampeado será realizado através de análises da estabilidade baseadas no conceito de equilíbrio limite. A superfície potencial de ruptura é examinada utilizando-se o programa GeoSlope (2004).

A análise do comportamento mecânico do solo grampeado tem como base as propriedades mecânicas do solo e propriedades dos reforços, e é realizada a partir da idéia de que o solo atrás da face do talude está subdividido em duas áreas: a primeira, zona ativa, entre a superfície do talude e a superfície potencial de ruptura, e a segunda, zona passiva, parte estável do maciço onde os grampos deverão ser ancorados, mostrado na Figura 6.1.

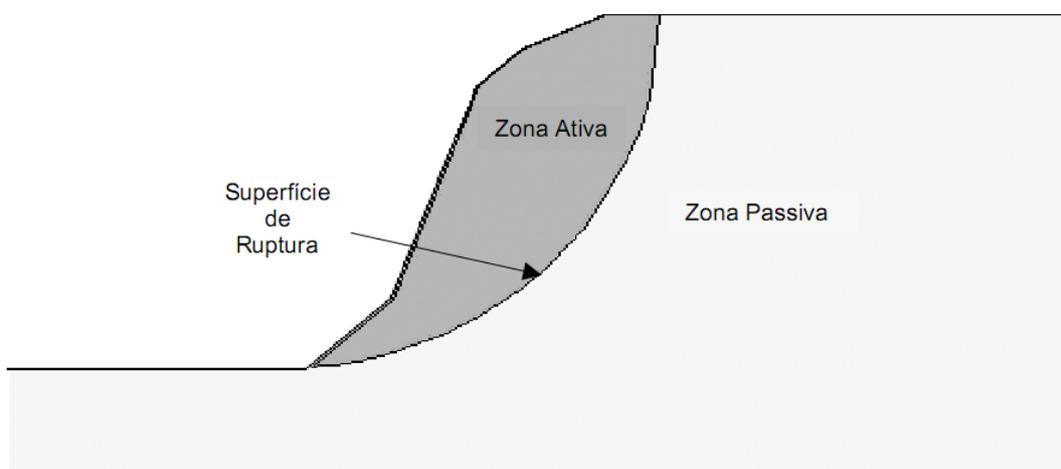


Figura 6.1 – Zona ativa e passiva do talude

Os esforços de cisalhamento presentes na superfície de ruptura são equilibrados com a introdução dos grampos com inclinações definidas em relação à horizontal, que ultrapassam a superfície de ruptura e resistem aos esforços de cisalhamento que são solicitados na superfície de ruptura.

Basicamente, os grampos são intervenções com mobilização passiva, enquanto os tirantes apresentam mobilização ativa. Ao contrário das ancoragens, os grampos não tem trecho livre, transferindo tensões para o solo ao longo de todo o seu comprimento. Em conseqüência, a distribuição de tensões na massa de solo é diferente.

Sendo definida a superfície de ruptura, se estima a disposição e as características dos grampos na estrutura, definindo sua inclinação em relação à horizontal, comprimento total, diâmetro e tipo de rugosidade da barra e esforço de tração necessário aplicado na barra. Através de interações sucessivas, pelo princípio da tentativa e erro, o dimensionamento estimado dos grampos são incluídos na geometria trabalhada pelo programa, e se verifica, em cada interação, a estabilidade global do muro até se obter uma relação favorável entre a definição dos reforços nas barras e os esforços solicitantes no talude.

O dimensionamento mais adequado será aquele que apresentar o fator de segurança mais favorável, dentro do limite recomendado.

6.2 RESULTADOS DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

6.2.1 ESTABILIDADE GLOBAL

Para o estudo da estabilidade foi considerada a seção mais crítica do canal, dimensionada anteriormente, e foi aplicada uma sobrecarga correspondente a pista localizada a montante do talude. A carga distribuída tem o valor de 3 kN/m² relativa ao carregamento da pista segundo a NBR 6120. O nível d'água considerado no cálculo foi o mais crítico.

Primeiramente foi feita a análise das margens sem reforço e os resultados dos fatores de segurança obtidos das cinco sondagens encontram-se na Tabela 6.1. A seção utilizada para o dimensionamento foi a SP11, pois é a mais crítica. Inicialmente foram definidos a grade de superfícies de escorregamento e os raios de superfície de escorregamento, como mostra a Figura 6.2. Posteriormente foi calculada a estabilidade pelo método de Bishop e encontrado um fator de segurança

de 1,016, como mostrado na Figura 6.3, as análises das demais estabilidades se encontram no *Apêndice V*.

Tabela 6.1 – Fatores de segurança calculado através do GeoSlope (2004)

Perfil	SP1	SP5	SP9	SP11	SP21
FS	1,027	1,168	1,200	1,016	1,082

Os materiais de cada camada foram determinados de acordo com as sondagens e são listados a seguir:

Material 1: Areia fina a grossa, pouco argilosa, com pedregulhos;

Material 2: Areia fina e média, muito argilosa, com pedregulhos;

Material 3: Areia fina e média, argilosa, com pedregulhos;

Material 4: Argila siltosa com pouca areia fina, presença de matéria orgânica;

Material 5: Argila Siltosa com pouca areia fina.

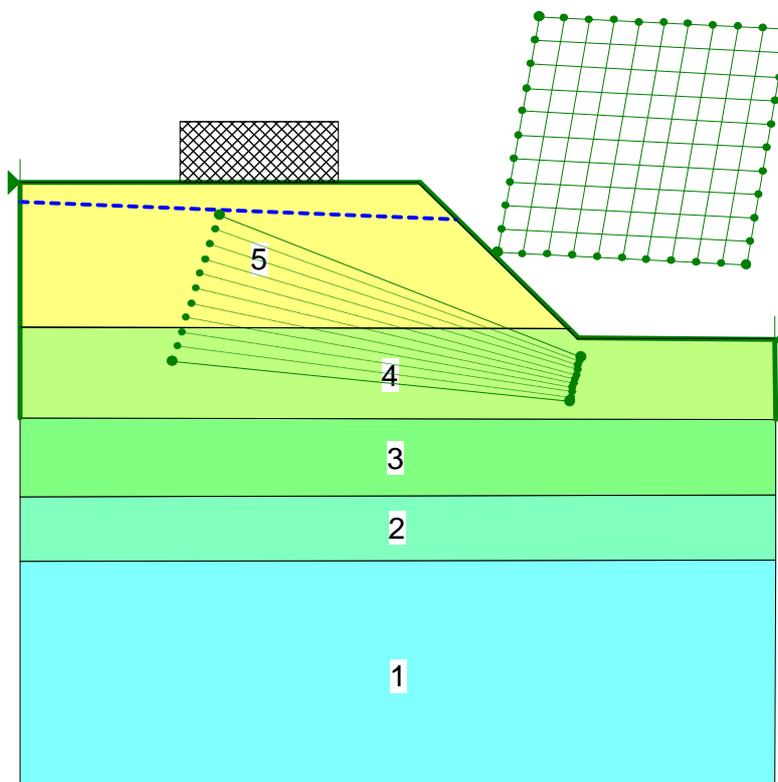


Figura 6.2 – Superfícies e raios de escorregamento do talude sem reforço

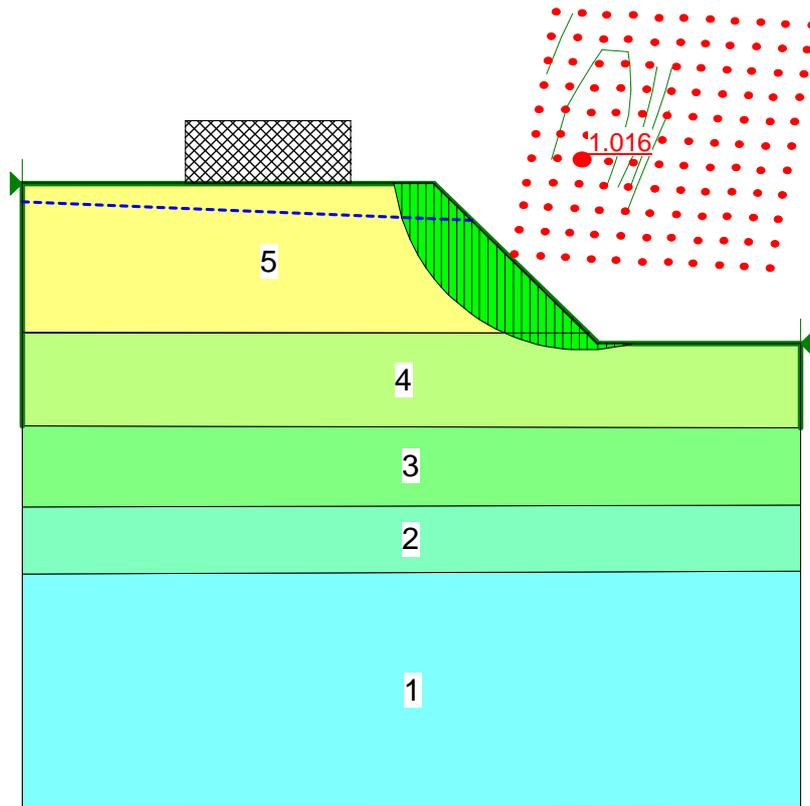


Figura 6.3 – Superfície crítica de ruptura do talude sem reforço

O programa GeoSlope (2004) fornece três fatores de segurança, que são listados na Tabela 6.2. O valor utilizado como referência é o do Método de Bishop, 1,016.

Tabela 6.2 – Fatores de segurança para cada método calculados pelo GeoSlope (2004)

Método	Fator de Segurança
Ordinário / Fellenius	0,968
Bishop	1,016
Janbu	0,980

Com a análise do fator de segurança, verificou-se a instabilidade das margens e a necessidade de reforço, já que o coeficiente encontrado foi menor que 1,5. Como elemento estabilizante foi utilizado o colchão Reno com espessura de 30 cm, obtendo-se o resultado mostrado nas Figuras 6.4 e 6.5.

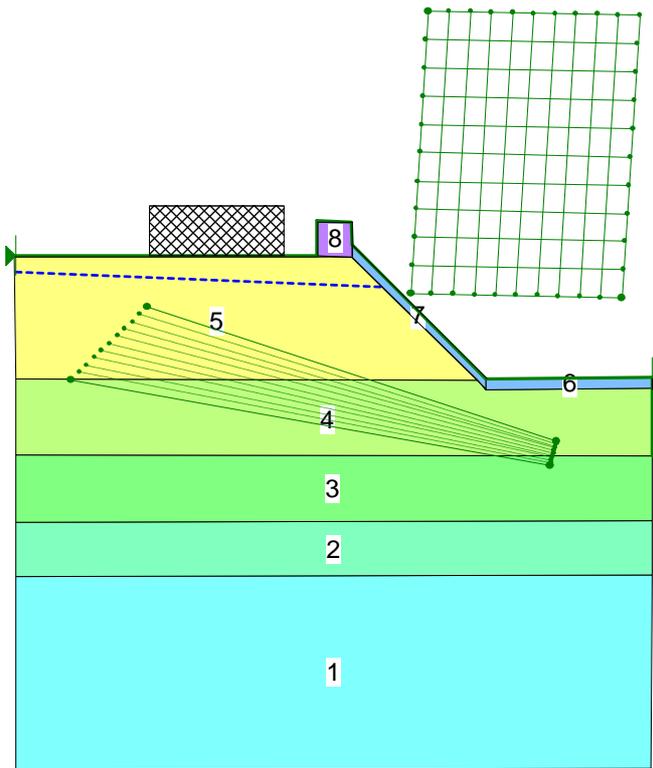


Figura 6.4 – Superfícies e raios de escorregamento do talude com colchão Reno

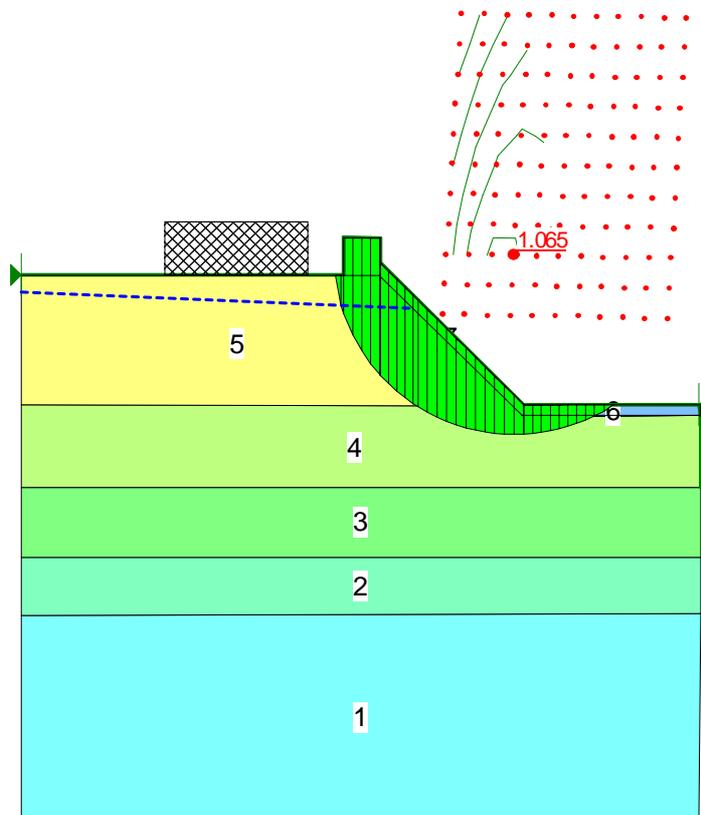


Figura 6.5 – Superfície crítica de ruptura do talude com colchão Reno

Os parâmetros dos materiais utilizados encontram-se na *Tabela 6.3*.

Tabela 6.3 – Parâmetros de resistência

Material		Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Peso esp. (kN/m ³)
Argila Siltosa	Média	21 a 22	6	Aprox. 20
	Mole		1	
Areia Argilosa		30 a 31	Aprox. 1	19 a 21
Colchão Reno		41	0	20
Gabião		41	0	20

Nota-se que o talude ainda é instável com o uso de colchão Reno, com fator de segurança igual a 1,065. Com a finalidade de aumentar a estabilidade foram introduzidos grampos no maciço e observou-se um resultado satisfatório mostrado nas Figuras 6.6 e 6.7.

Como dados de entrada para o dimensionamento, foram pré-determinados alguns critérios. O espaçamento entre os grampos foi de 1,5 metros e o ângulo de instalação dos grampos no talude (α), foi de 15° em relação ao plano horizontal, evitando a penetração nas camadas moles do solo. O comprimento total de cada grampo é de 8 metros, este tamanho foi escolhido pois a barra deve ultrapassar a envoltória de ruptura, fixando-se nas camadas mais estáveis do maciço. O diâmetro do furo onde o grampo será colocado é de 15 centímetros. A distância vertical da cabeceira do canal até o primeiro grampo é de 80 centímetros, até o segundo é de 1,90 metros e até o terceiro é de 2,90 metros. O espaçamento longitudinal entre os grampos foi de 1 metro.

6.2.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DO REFORÇO NA SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA DO TALUDE NATURAL

O objetivo desta verificação é se estimar a influência do reforço utilizado na superfície de ruptura crítica do talude natural. A superfície de ruptura que se deseja analisar é traçada na configuração do talude com o reforço, e calcula-se o fator de segurança pelo método de Bishop considerando apenas esta superfície.

O Fator de Segurança para esta superfície no talude natural regularizado é igual a 1,072 e o esquema da superfície aproximadamente igual à crítica é mostrado na Figura 6.8.

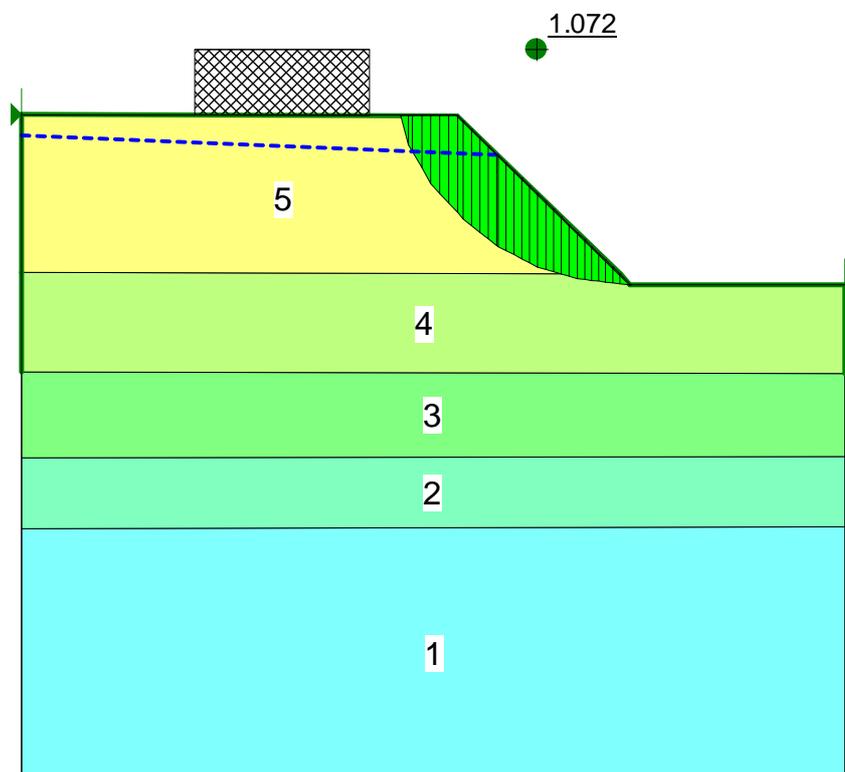


Figura 6.8 – Superfície de ruptura crítica próxima a do talude sem reforço

A superfície de ruptura aproximadamente igual a crítica é então traçada no talude com o colchão Reno e está indicada na Figura 6.9. Já no talude com colchão Reno e grampos nota-se um aumento do fator de segurança para 3,020 como mostrado na Figura 6.10.

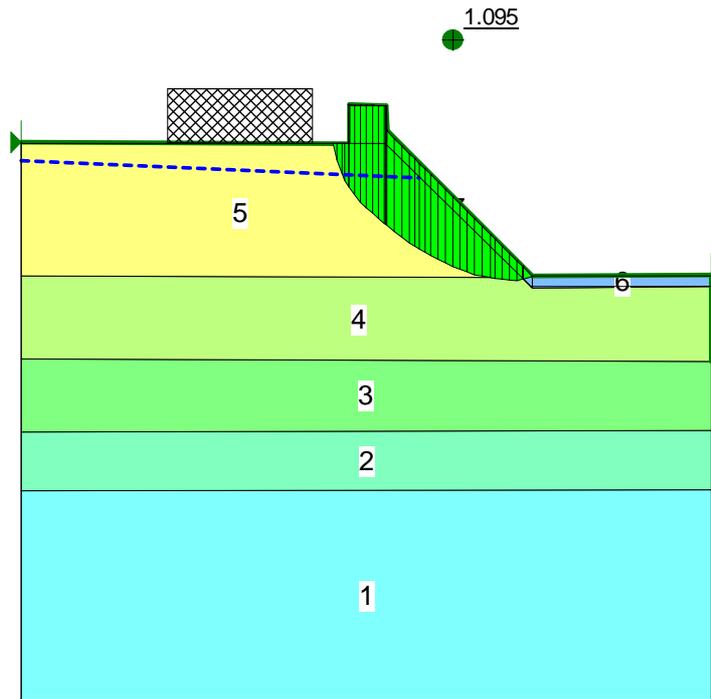


Figura 6.9 – Superfície de ruptura crítica próxima a do talude com colchão

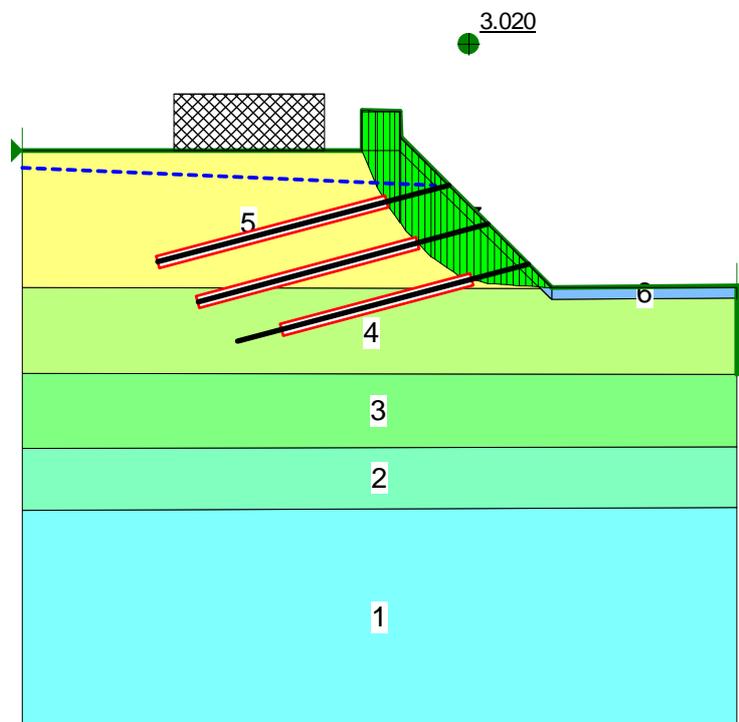


Figura 6.10 – Superfície de ruptura crítica próxima a do talude com colchão e grampos.

6.3 MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais citados neste projeto são do Sistema DYWIDAG *GEWI*®, inicialmente de 32 mm. A barra de aço utilizada é laminada à quente com comprimento máximo de 12 metros, barra contínua, com rosca contínua com passo de rosca grossa, podendo ser cortadas e fornecidas na medida especificada no projeto evitando perdas na obra.

As barras *GEWI*® 32 mm podem ser cortadas em qualquer ponto e emendadas com luvas especiais, para a composição de grampos de qualquer comprimento. A utilização de luvas de emenda rosqueáveis agilizam a execução completa do serviço, e diminuem o risco de falhas no processo.

Segundo o fabricante, outras características do grampo são a ótima relação entre o diâmetro da barra e as cargas aplicadas, e alta aderência por conta da rosca contínua e robusta. Além disso, possuem as características e resistências mostradas nas Tabelas 6.4 e 6.5.

Tabela 6.4 – Características do grampo (www.dywidag.com.br, 2011)

PROPRIEDADES DOS SISTEMAS				
Diâmetro Nominal	mm	50	32	25
Tensão de Escoamento	Kgf/mm ² [MPa]	50 [500]	50 [500]	55 [550]
Tensão de Ruptura	Kgf/mm ² [MPa]	55 [550]	55 [550]	75 [750]
Carga de Escoamento	tf	98	40	27
Carga de Ruptura	tf	108	44	37
Módulo de Elasticidade	Kgf/mm ²	21.000	21.000	21.000
Passo	mm	26	16	12,5
Área da Seção Transversal	mm ²	1.963	804	491
Peso	Kg/m	15,40	6,24	3,90

Tabela 6.5 – Cargas de trabalho do grampo (www.dywidag.com.br, 2011)

CARGAS DE TRABALHO			
Sistemas	GEWI® 50mm	GEWI® 32mm	GEWI® 25mm
Tirantes Provisórios	59 tf	24 tf	16 tf
Tirantes Permanentes	50 tf	21 tf	14 tf

O sistema DYWIDAG GEWI é composto pelos seguintes componentes, mostrados na Figura 6.11.

- 1 – Porca Hexagonal;
- 2 – Placa de Ancoragem FC;
- 3 – Barra DYWIDAG ou GEWI;
- 4 – Tubo de Polietileno;
- 5 – Bainha Metálica;
- 6 – Distanciador;
- A – Cabeça do Tirante;
- B – Trecho Livre;
- C – Trecho Ancorado.

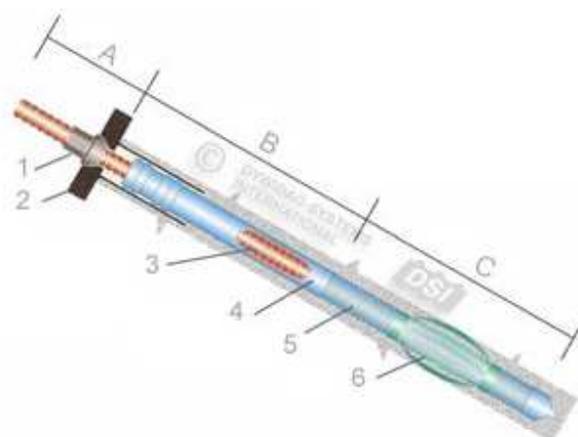


Figura 6.11 – Sistema GEWI. (www.dywidag.com.br, 2011)

Além das barras, o sistema também é composto por: placas de ancoragem, contra-porca, espaçadores e luvas de emenda. As placas de ancoragem têm a função de distribuir as tensões sobre a estrutura ancorada. A placa utilizada será a Placa FC 200x200x25 mm. A contra-porca restringe o deslocamento da ancoragem, e é rosqueada contra a placa, como mostrado na Figura 6.12. A contra-porca utilizada será a sextavada 50x50 mm.



Figura 6.12 – Detalhe da cabeça do grampo com placa e contra-porca.

(www.dywidag.com.br, 2011)

Os espaçadores são utilizados para manter a barra no centro do furo, permitindo um cobrimento mínimo do aço (Figura 6.13). São colocados em intervalos de 1 em 1 metro. As luvas de emenda utilizadas serão as de 130x50 mm (Cx D), mostradas na Figura 6.14. Todas as dimensões foram retiradas da Tabela 6.6.



Figura 6.13 – Espaçadores. (www.dywidag.com.br, 2011)

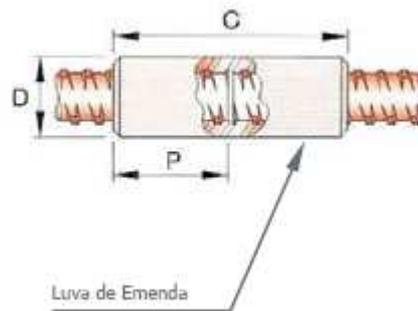


Figura 6.14 – Luva de emenda. (www.dywidag.com.br, 2011)

Tabela 6.6 – Propriedades do Sistema (www.dywidag.com.br, 2011)

PROPRIEDADES

Diâmetro Nominal	mm	50	32	25
Porca Sextavada	L (mm)	85	50	50
	chave (mm)	80	50	41
Porca Hexagonal	L (mm)	65	65	45
	chave (mm)	80	55	41
Luva de Emenda	C (mm)	200	130	115
	D (mm)	80	50	40
Placa de Ancoragem FR *	W (mm)	200	200	140
	T (mm)	45	20	16
Placa de Ancoragem D *	W (mm)	200		150
	T (mm)	45		12
Anel de Compensação de Ângulo	graus (°)	até 45°	até 45°	até 30°
Comprimento Mínimo de Protensão	P (mm)	100	65	58

Nota: * Placas de ancoragem FR podem ser fornecidas em outras dimensões, de acordo com especificações de projeto.

6.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA DOS GRAMPOS

Para a verificação da estabilidade interna dos grampos, foi analisada a carga de solicitação e a resistência ao arrancamento para cada um dos grampos.

Logo, a carga de solicitação no grampo deve ser menor que a resistência ao arrancamento:

$$A_l \text{ (anchor load)} < R_t$$

A resistência ao arrancamento (R_t) do grampo é calculada da seguinte forma:

$$R_t = A_{cont.} \cdot \tau \quad (27)$$

Onde R_t é a resistência ao arrancamento; $A_{cont.}$ é a área de contato entre o solo e a nata de concreto que recobre o grampo; τ é a tensão de cisalhamento que atua no grampo na região de ancoragem à direita da superfície de ruptura.

A área de contato ($A_{cont.}$) é calculada multiplicando-se o perímetro do furo (U) pelo comprimento do grampo (l_e) contado a partir da superfície de ruptura até sua extremidade.

O diâmetro dos furos (d) é o mesmo para todos os grampos aproximadamente 15 cm. Portanto o perímetro do grampo é dado por:

$$U = 2 \cdot \pi \cdot r = 47 \text{ cm} \quad (28)$$

A tensão de cisalhamento (τ) é igual à tensão vertical (σ_v) média que atua no grampo, multiplicada pela tangente do ângulo de atrito (φ) do solo onde o grampo está ancorado.

$$\tau = \sigma_v \cdot \tan \varphi \quad (29)$$

E a tensão média vertical é calculada multiplicando-se a altura (h) da camada de solo onde o grampo está ancorado pelo seu peso específico (γ).

A carga de ancoragem é determinada através do diagrama de cargas na base da lamela de cada grampo. As Figuras 6.15, 6.16 e 6,17 ilustram as cargas de ancoragem dos grampos utilizados, obtidas pelo GeoSlope (2004).

Assim, a solicitação no primeiro grampo (A_1) é igual a 11,72 kN.

O comprimento dos grampos (l_e), é dado pelo comprimento no eixo "x" dividido pelo $\cos 15^\circ$, que é o ângulo de inclinação do grampo no talude. Então, temos:

$$l_e = 8 / \cos 15^\circ = 8,28 \text{ m.} \quad (30)$$

O perímetro (U) é igual a 0,47 m.

A tensão vertical (σ_v) é igual a $2,0 \times 20,0 = 40 \text{ kN/m}^2$.

Logo, a resistência ao arrancamento do primeiro grampo será:

$$R_t = l_e \cdot U \cdot \sigma_v \cdot \tan \varphi = 8,28 \times 0,47 \times 40 \times \tan 22 = 63,05 \text{ kN} \quad (31)$$

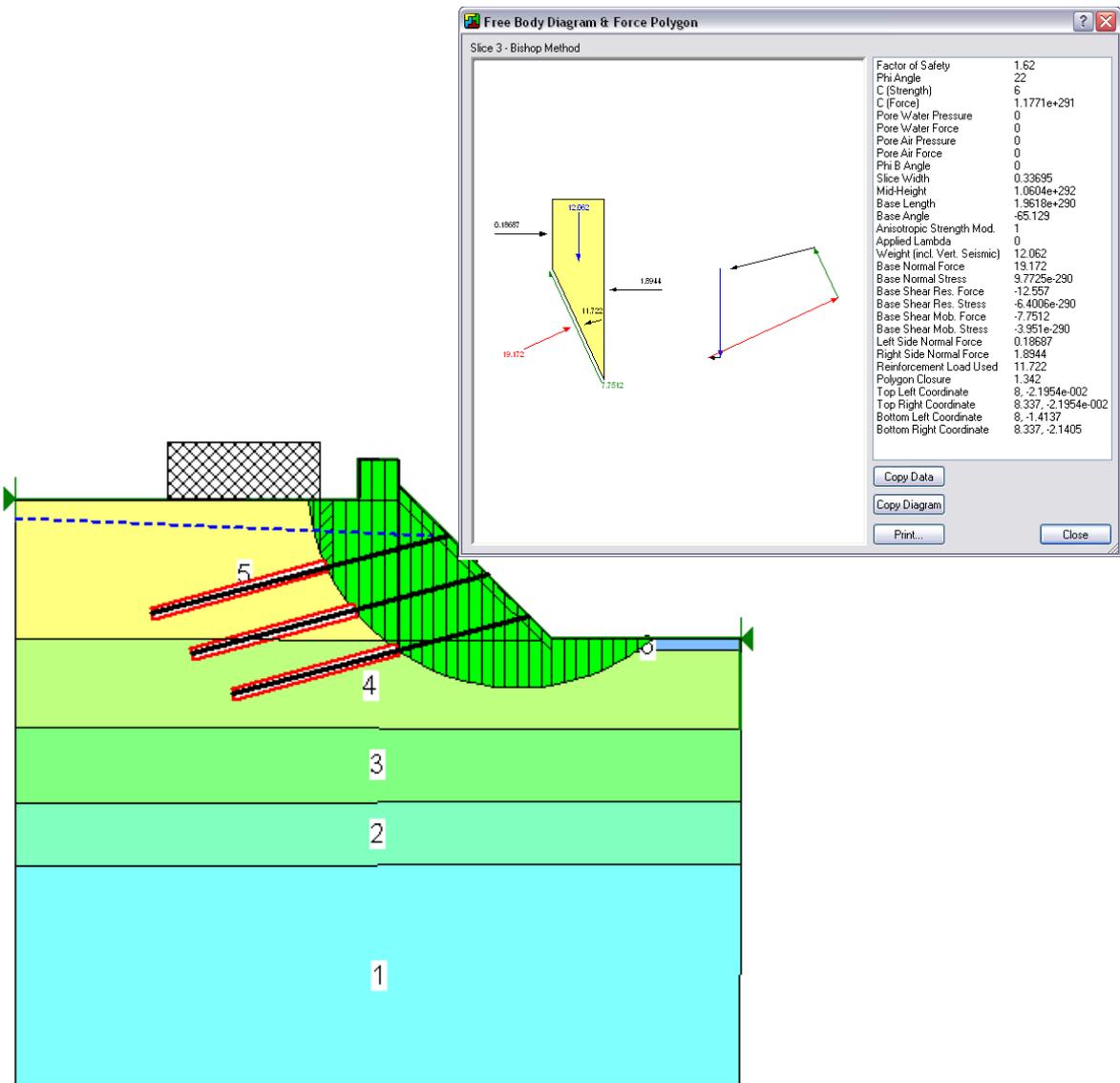


Figura 6.15 – Indicação da carga de ancoragem do primeiro grampo

A partir desses valores foi calculado o fator de segurança contra o arrancamento do grampo, que se dá pela divisão da resistência ao arrancamento pela solicitação a qual o grampo está submetida.

$$FS_{\text{arranc.}} = R_t / A_l = 63,05 / 11,72 = 5,38 \quad (32)$$

A análise da resistência ao arrancamento para os outros dois grampos, e seus respectivos fatores de segurança estão dispostos na Tabela 6.7.

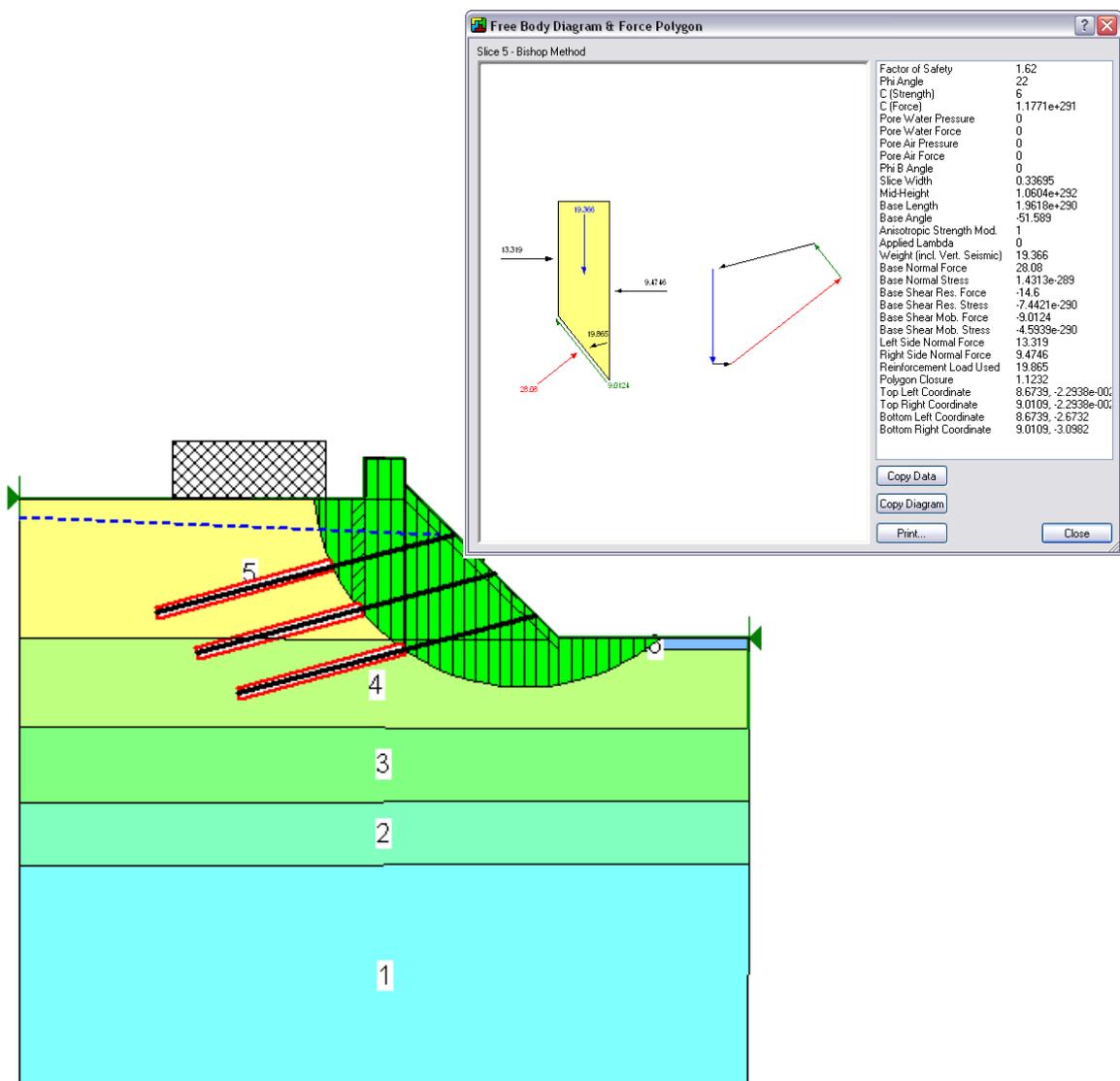


Figura 6.16 – Indicação da carga de ancoragem do segundo grampo

Tabela 6.7 – Análise da resistência ao arrancamento dos grampos

Grampo	Solicitação (A_i)	Resistência (R_i)	FS
1	11,72	63,05	5,38
2	19,87	59,94	3,02
3	28,36	56,91	2,01

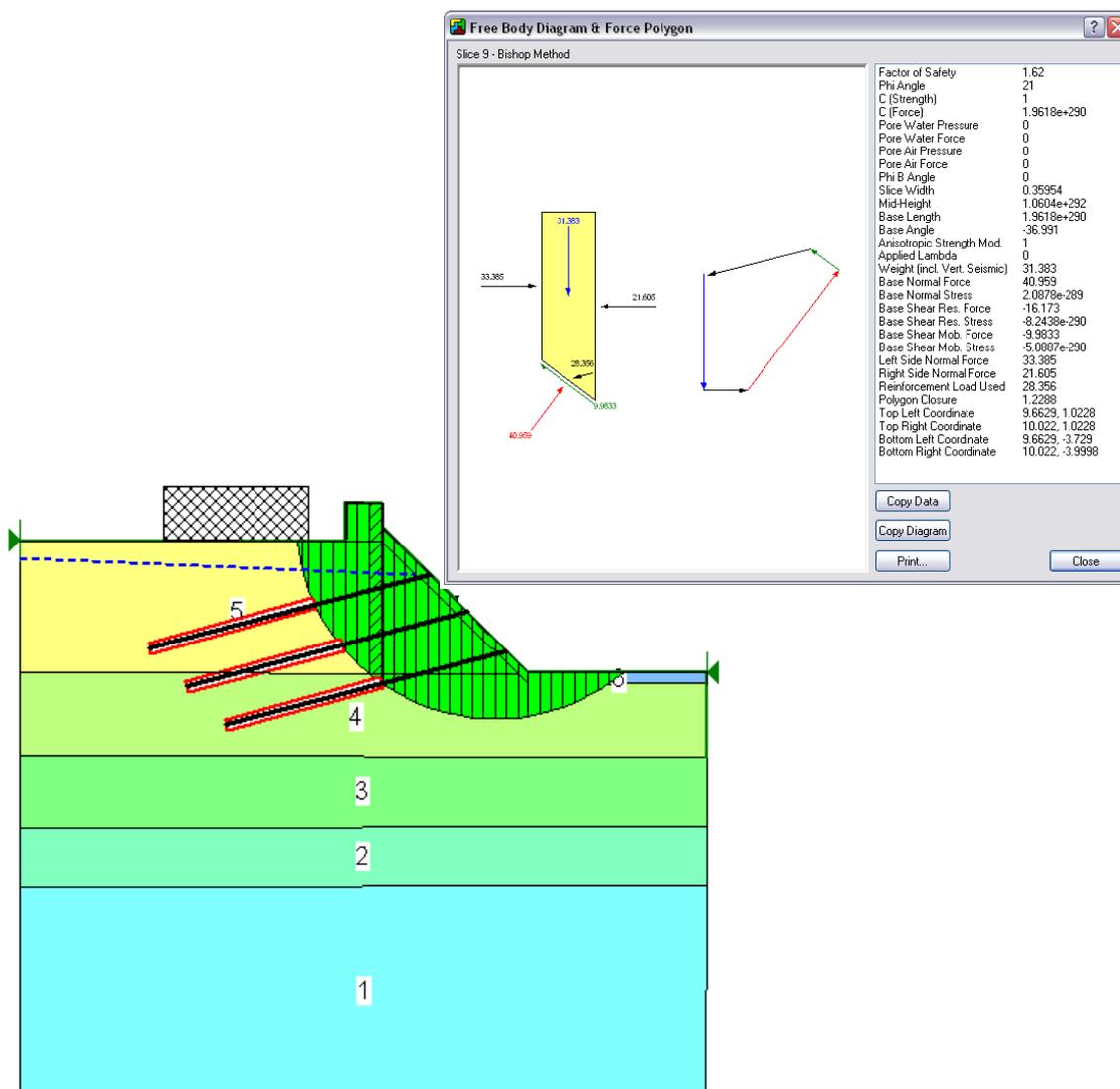


Figura 6.17 – Indicação da carga de ancoragem do terceiro grampo

Dos resultados anteriores, podemos observar que a maior solicitação é a do terceiro grampo, de aproximadamente 3 tf. Portanto, não é necessário o diâmetro arbitrado de 32 mm. A barra de 16 mm mostraria resultados satisfatórios, pois possui uma carga de trabalho de 5 tf.

CAPÍTULO VII – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante dos resultados obtidos neste projeto, podemos concluir que as seções dimensionadas atendem as necessidades do canal e as caixas de decantação facilitam a limpeza, sem a necessidade de posterior dragagem.

Observamos também que a estabilidade dos taludes pode ser garantida com o uso do solo grampeado. Esta técnica, apesar de não ser muito convencional, causa pouco transtorno no local da obra, visto que é feita no próprio talude existente, sendo necessária apenas uma regularização da superfície, e nenhuma escavação e posterior compactação.

Através deste trabalho, foram colocados em prática conhecimentos adquiridos durante a graduação no curso de Engenharia Civil na Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Foram utilizados conceitos de Hidráulica, Hidrologia e Mecânica dos Solos. Também foram utilizados conceitos de Contenções, que apesar de não terem sido vistos no curso, foram aplicados com sucesso.

Uma das dificuldades deste trabalho foi a obtenção de dados pluviométricos da cidade de Campos dos Goytacazes, não encontrados na bibliografia. Sendo assim, a intensidade de chuvas foi obtida através de fórmulas encontradas na literatura.

Neste trabalho foram utilizados programas auxiliares, entretanto, a análise e a interpretação dos resultados obtidos foram fundamentais para a elaboração do projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2006). **Estabilidade de encostas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, designação da norma: NBR - 11682/2006.

BIDEGAIN, P.; BIZERRIL, C.; SOFFIATI, A., 2002, **Lagoas do Norte Fluminense – perfil ambiental**. Rio de Janeiro: Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável, Projeto Planágua Semads / GTZ. 148 p.

CARNEIRO, P. R. F., 2004, **Dos pântanos à escassez: uso da água e conflito na Baixada dos Goytacazes**, Annablume Editora, Rio de Janeiro, RJ. 136p.

DIAS, A. A.; ALVARES, M. H.; SILVA, P. F.; **Projeto da Laje de Cobertura do Canal Campos-Macaé Trecho da Rua Tenente Coronel Cardoso à Avenida Doutor Nilo Peçanha**. Projeto Final, Laboratório de Engenharia Civil, UENF, 2006. Rio de Janeiro, 184p.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes. **Manual de Drenagem de Rodovias**, 2006. Publicação IPR-724, 337p.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**, 2ª Edição, Rio de Janeiro, 2005.

DYMINSKI, A. S.; **Noções de Estabilidade de Taludes e Contencões**. Notas de Aula, Universidade Federal do Paraná - UFPR, 28p.

DYWIDAG; **Sistemas GEWI**, disponível em: www.dywidag.com.br, 2011. Rio de Janeiro.

GEOSLOPE. **GeoStudio**, Versão 2004, Canadá.

GETIRANA, A. C. V.; 2005, **Análise de Soluções de Conflitos pelo Uso da Água no Setor Agrícola através de Técnicas de Programação Linear**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 140p.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaise**, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 2007. Rio de Janeiro, 431p.

MACCAFERRI, **Especificações Técnicas do Colchão Reno**, disponível em <http://www.maccaferri.com.br>, 2011. Rio de Janeiro.

MARTINS, J. R. S.; FADIGA JR., F. M.; **Equações IDF - Capacitação Tecnológica e Transferência de Tecnologia em Drenagem Urbana**. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica.

MARTINS, J. R. S.; FADIGA JR., F. M.; **Projeto de Canais - Capacitação Tecnológica e Transferência de Tecnologia em Drenagem Urbana**. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica.

NAVIA, O., **Manutenção dos Canais de Drenagem de Campos dos Goytacazes**, 46p.

NETTO, T. A.; VENTURIM, M. A. C.; **Projeto de Estrutura de Contenção em Solo Grampeado em Talude na Cidade de Niterói - RJ**. Projeto Final, Laboratório de Engenharia Civil, UENF, 2010. Rio de Janeiro, 76p.

NOTAS DE AULA do Departamento de Recursos Hídricos e Geologia Aplicada - Universidade Federal do Piauí. Capítulo 7 - **Canais**, 13p.

OLIVEIRA, F. P. N.; SAMPAIO, M. N.; **Projeto de Estrutura de Contenção em Solo Reforçado e em Solo Grampeado na Cidade de São Fidélis**. Projeto Final, Laboratório de Engenharia Civil, UENF, 2007. Rio de Janeiro, 127p.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. **Solo Grampeado: Técnica para Estabilização de Encostas e Escavações**, I COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 1992. v. 1, Rio de Janeiro, pp. 57-74.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. **Experiência com Solo Grampeado no Brasil: 1970-1993** Solos e Rochas, 1993. v. 16 no. 4, pp. 291-304.

PEREIRA, G. M.; MELLO, C. R.; **Dimensionamento de Condutos Livre (Canais)**. Notas de Aula, Universidade Federal de Lavras - UFLA, Departamento de Engenharia, Hidráulica Geral. 7p.

RIBEIRO, R. C. H.; **Aplicações de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas**, Tese de Doutorado, PUC-Rio, 2008. Rio de Janeiro.

SEEP. **GeoStudio**, Versão 2004, Canadá.

SOLOTRAT; **Manual Técnico Solotrat sobre Solo Grampeado**, disponível em www.solotrat.com.br, 2011. Rio de Janeiro.

TECNORTE (Parque de Alta Tecnologia do Norte Fluminense), **Projeto de Revitalização dos Canais da Baixada Campista**. Secretaria de Estado de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio de Janeiro/FENORTE, Campos do Goytacazes - RJ.

XAVIER, G. C. 2009; **Notas de Aula de Hidráulica**, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, Campos dos Goytacazes, RJ.

ZATTONI, C.C., 2008; **Dimensionamento de Caixas de Areia**. Notas de Aula, Faculdade de Tecnologia de São Paulo - FATEC-SP. Departamento Hidráulica e Saneamento, 6p.

APÊNDICE I – Cálculo da Intensidade Pluviométrica em 24 horas

A intensidade pluviométrica, ou intensidade de chuva foi calculada para uma duração de 24h, que pode ser considerada como uma situação crítica. Foi adotado um tempo de recorrência de 50 anos. As intensidades calculadas foram do tipo “Eng° Otto Pfafstetter” e do tipo Geral, os cálculos estão demonstrados abaixo.

- Tipo “Eng° Otto Pfafstetter”

$$h = T^{\alpha + \frac{\beta}{T^{0,25}}} [a.t + b.\log(1 + c.t)]$$

Incógnita: h (mm)

Dados:

T = 50 anos

t = 24 horas

$\left. \begin{array}{l} a = 0,183 \\ b = 20,667 \\ c = 0,807 \end{array} \right\}$ Parâmetros da cidade
de Campos

$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,170 \\ \beta = 0,08 \end{array} \right\}$ Valores tabelados para 24 horas

$$h = 50^{0,170 + \frac{0,08}{50^{0,25}}} [0,183 \cdot 24 + 20,667 \cdot \log(1 + 0,807 \cdot 24)]$$

$$h = 2,187449903 \times (4,392 + 27,0520363)$$

$$h = 68,78225415 \text{ mm}$$

$$i = \frac{h}{24}$$

$$i = \frac{68,78225415}{24} = 2,86593 \text{ mm} / h$$

$$i = 0,286593 \text{ cm} / h$$

- Tipo Geral

$$i = \frac{k.T^a}{(t + b)^c}$$

Incógnita: i (mm/min)

Dados:

$T = 50$ anos

$t = 24h = 1440$ min

$a = 0,183$ $K = 1133,836$

$b = 20,667$

$c = 0,807$

} Parâmetros da cidade
de Campos

$$i = \frac{1133,836 \cdot 50^{0,183}}{(1440 + 20,667)^{0,807}} = 6,4814 \text{ mm} / h$$

$$i = 0,64814 \text{ cm} / h$$

APÊNDICE II – Cálculo da Vazão devido à contribuição de chuva

O dimensionamento hidráulico foi feito através da fórmula do Método Racional. Foram calculadas duas vazões, cada uma com uma intensidade, obtidas das equações do Tipo “Eng° Otto Pfafstetter” e do Tipo Geral.

$$Q_{cont} = \frac{(c.i.A_{cont})}{36.10^4}$$

Incógnita: Q_{cont} (m³/s)

Dados:

$c = 0,7$ é tabelado e varia entre 0,5 a 0,7, neste caso foi adotado $c=0,7$, pois está sendo considerada a situação mais crítica.

i (cm/h)

$A_{cont} = 799748,92$ m²

- Tipo “Eng° Otto Pfafstetter”

$$Q_{cont} = \frac{(0,7 \cdot 0,286593 \cdot 799748,92)}{36.10^4} = 0,44567 \text{ m}^3 / \text{s}$$

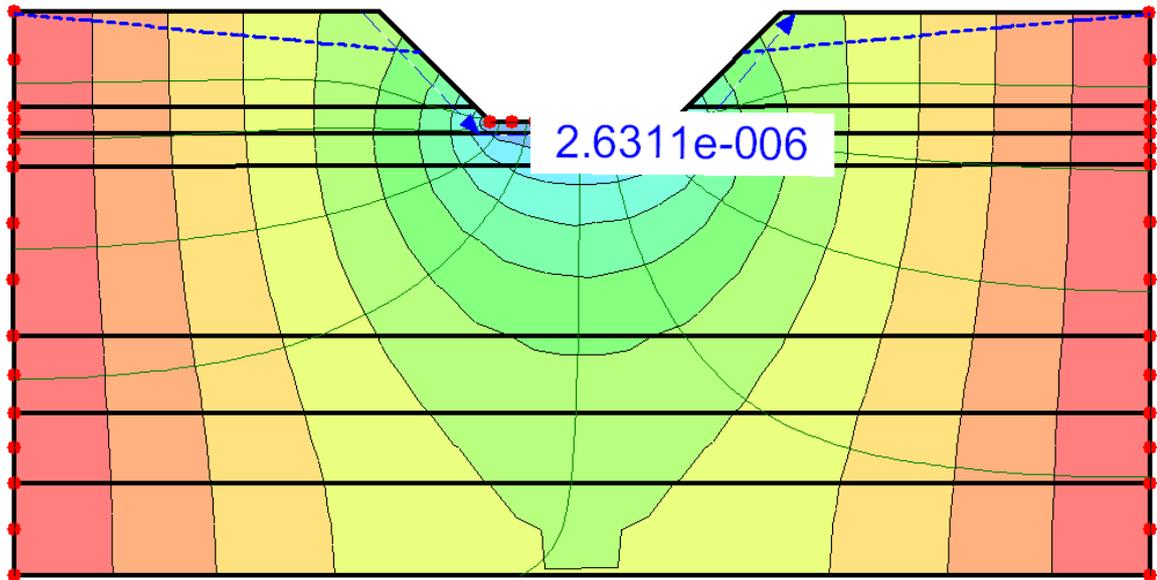
- Tipo Geral

$$Q_{cont} = \frac{(0,7 \cdot 0,64814 \cdot 799748,92)}{36.10^4} = 1,0079 \text{ m}^3 / \text{s}$$

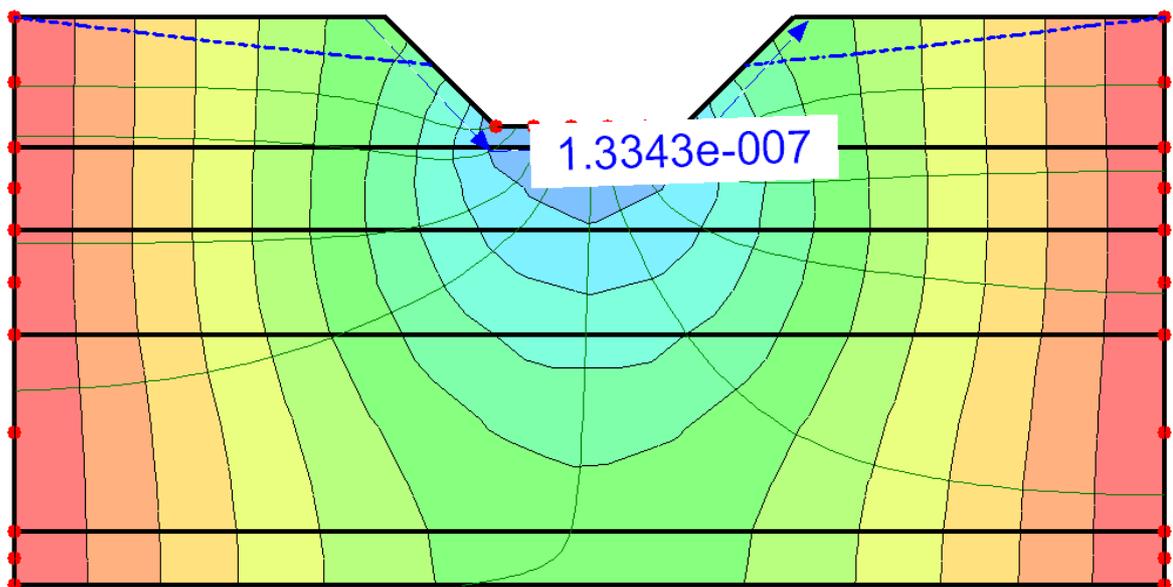
Será adotada nos cálculos a vazão de contribuição encontrada na Equação de Tipo Geral, pois se trata da situação mais crítica.

**APÊNDICE III – Perfis de Sondagem através do programa
GeoStudio/SEEP**

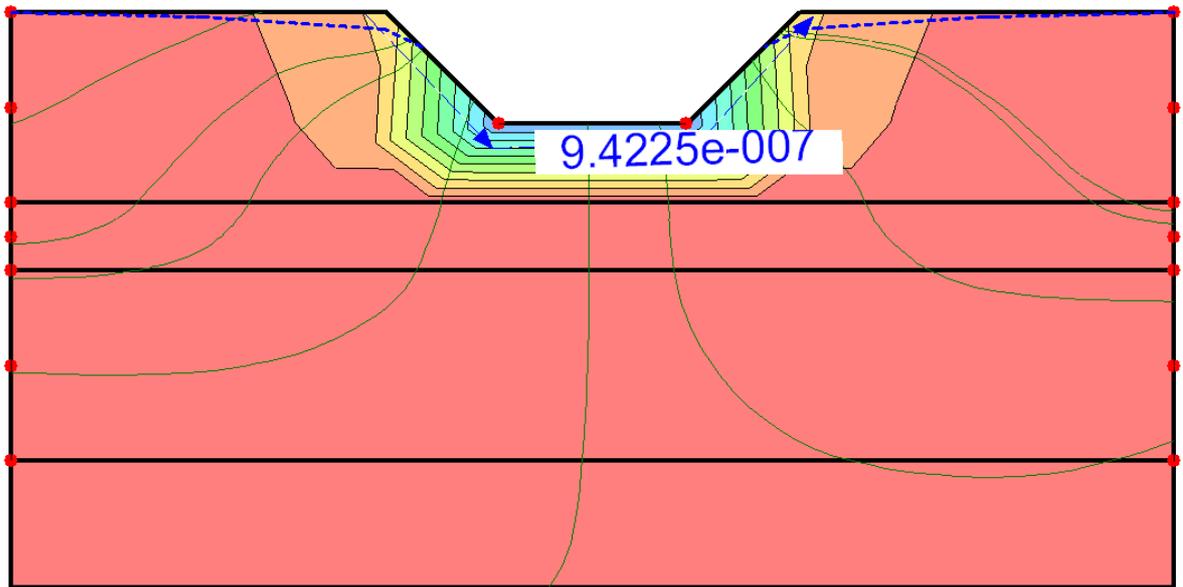
Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP1:



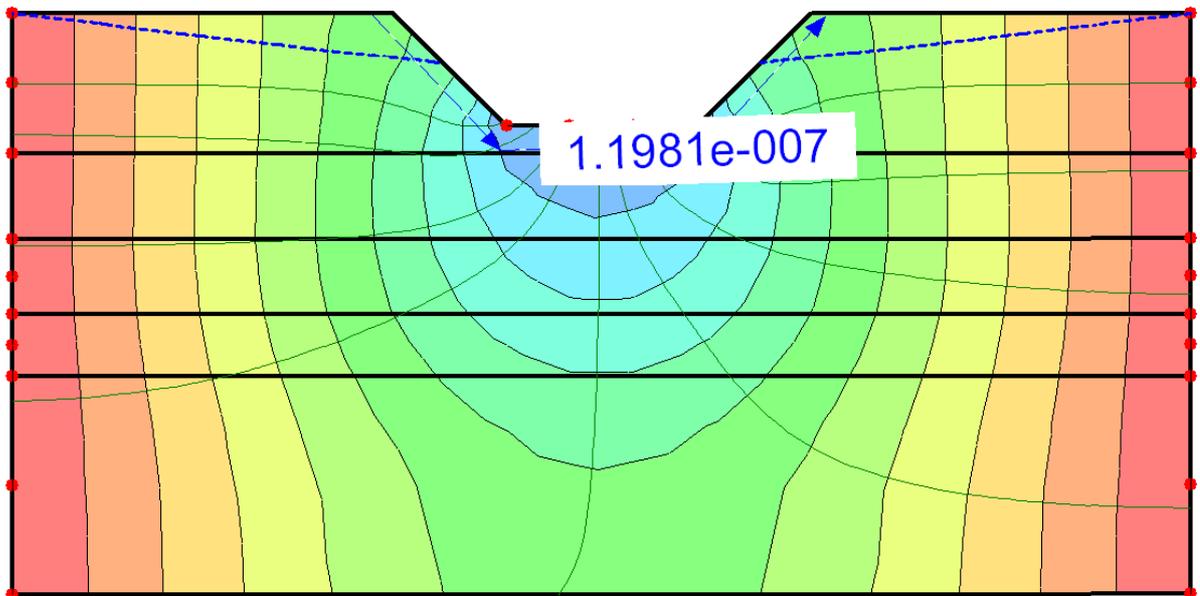
Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP5:



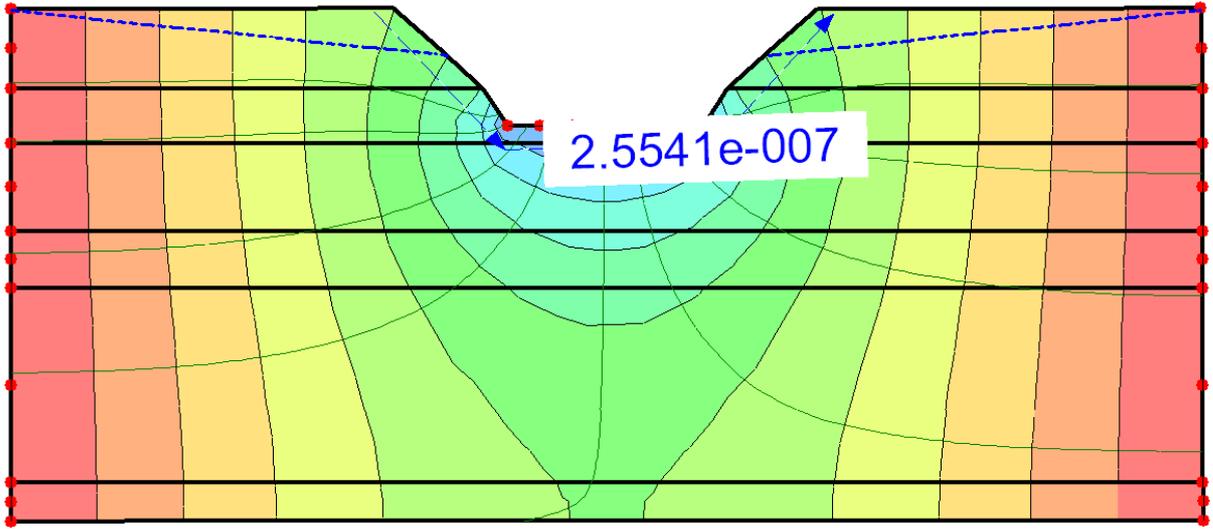
Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP9:



Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP11:



Vazão Subterrânea do Perfil de Sondagem SP21:

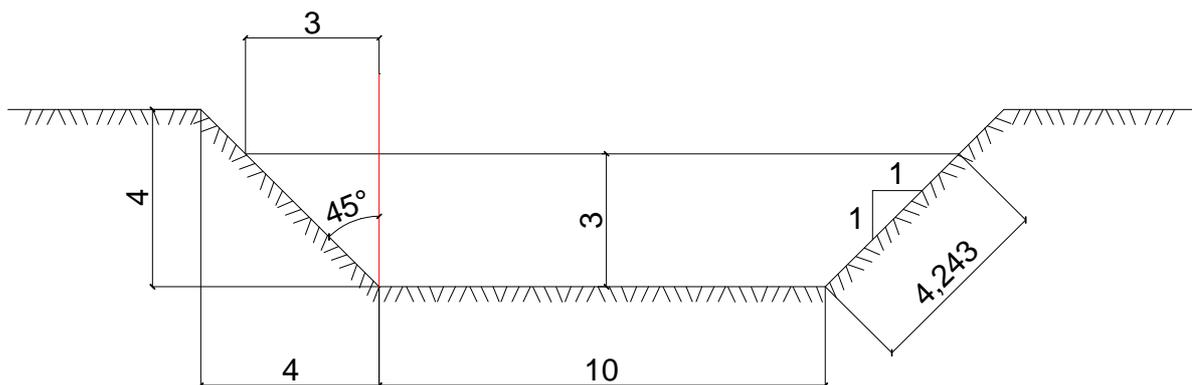


APÊNDICE IV – Verificação da seção do Canal - Velocidade de Escoamento e Cálculo da vazão Admissível e Afluente

Para se calcular a seção do canal é necessário primeiramente adotar uma seção qualquer. Em seguida é feita a verificação se a seção adotada é satisfatória, ou seja, se ela comporta toda a vazão admissível.

- Seção Adotada:

A altura da lâmina d'água foi adotada para a situação de o canal estar quase cheio. A altura da água está atingindo 1 (um) metro da borda do canal.



- Área Molhada

$$A_{mol} = \frac{[(B + b) \cdot h]}{2}$$

Incógnita: A_{mol} (m²)

Dados:

B = 16 m

b = 10 m

h = 3 m

$$\cos 45^\circ = \frac{\text{cat.adj.}}{\text{hip.}} = \frac{3}{L} \quad \left. \vphantom{\cos 45^\circ} \right\} 0,707 = \frac{3}{L} \quad 0,707 = 3 / L$$

$$L = 4,243 \text{ m}$$

$$\sin 45^\circ = \frac{\text{cat.opost.}}{\text{hip.}} = \frac{x}{L} \quad \left. \vphantom{\sin 45^\circ} \right\} 0,707 = \frac{x}{4,243} \quad \left. \vphantom{\sin 45^\circ} \right\} x = 3 \text{ m}$$

$$A_{mol} = \frac{[(16 + 10) \cdot 3]}{2} = 39 \text{ m}^2$$

- Perímetro Molhado

$$P_{mol} = (2L) + 10 = (2 \cdot 4,243) + 10 = 18,486 \text{ m}$$

- Raio Hidráulico

$$R = \frac{A_{mol}}{P_{mol}}$$

$$R = \frac{39 \text{ m}^2}{18,486 \text{ m}} = 2,11 \text{ m}$$

- Velocidade de Escoamento

$$V_{esc} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Incógnita: V_{esc} (m/s);

Dados:

$$I = 0,1\% = 0,001 \text{ m / m}$$

$n = 0,025$ (Tabelado – Canais de terra, retilíneos e uniformes)

$$R = 2,11 \text{ m}$$

$$V_{esc} = \frac{1}{0,025} \cdot 2,11^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} = 2,081 \text{ m/s}$$

Como $V_{esc} < V_{esc \text{ máx}}$, usa-se $V_{esc \text{ máx}} = 4,00 \text{ m/s}$ por ser mais crítico.

- Vazão Admissível

$$Q_{adm} = A_{mol} \cdot V_{esc}$$

Incógnita: Q_{adm} (m^3/s)

Dados:

$$A_{mol} = 39 \text{ m}^2$$

$$V_{esc} = 4 \text{ m/s}$$

$$Q_{adm} = 39 \text{ m}^2 \cdot 4 \text{ m/s} = 156 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- Vazão Afluente

$$Q_{\text{afluente}} = Q_{\text{contribuição}} + Q_{\text{subterrâneo}} + Q_{\text{bombas}}$$

Incógnita: Q_{afluente} (m^3/s)

Dados:

$$Q_{\text{contribuição}} = 1,0079 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{subterrâneo}} = 3,16 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

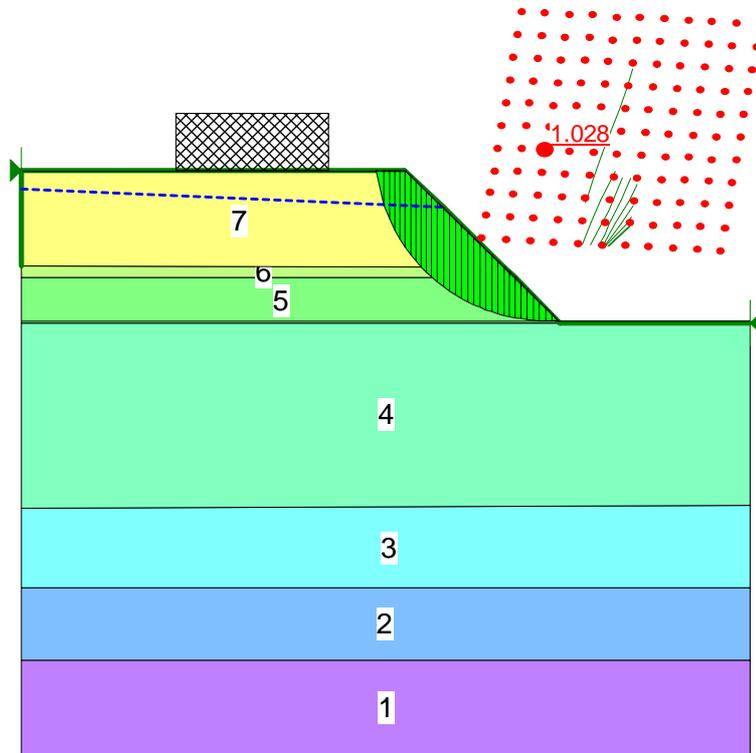
$$Q_{\text{bombas}} = 4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{afluente}} = 1,0079 + 3,16 \times 10^{-3} + 4$$

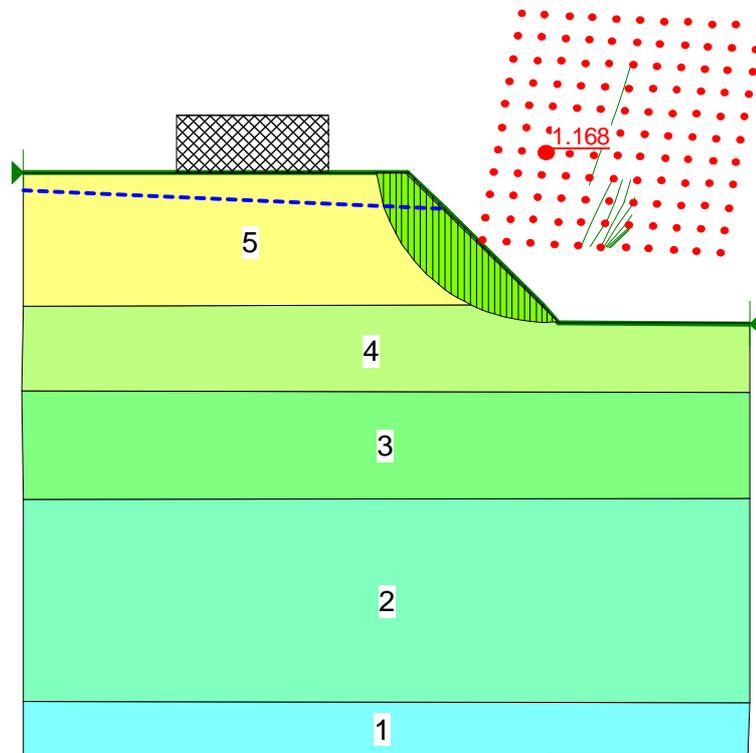
$$Q_{\text{afluente}} = 5,011 \text{ m}^3 / \text{s}$$

APÊNDICE V – Análise de estabilidade dos taludes

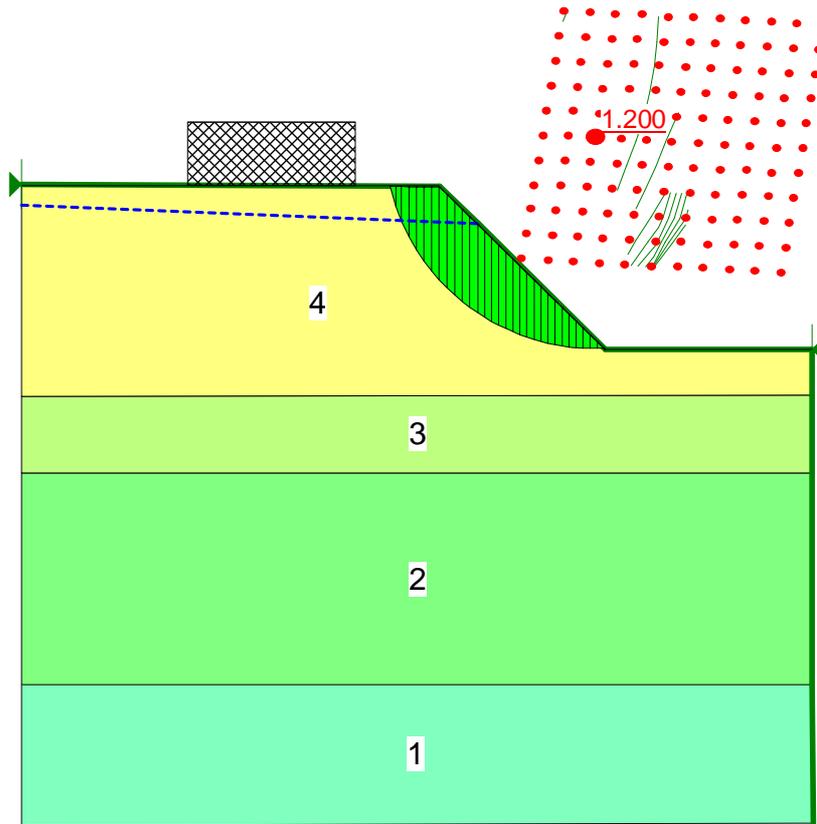
SP1



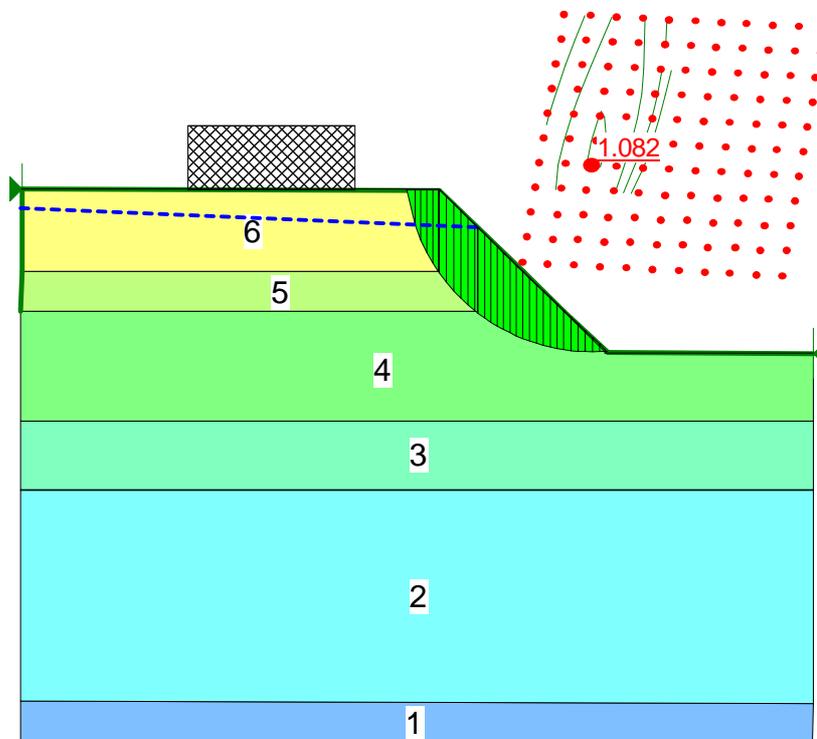
SP5



SP9



SP21



**ANEXO I – Relatório Parâmetros da
Equação de Intensidade, Duração e
Frequência da Precipitação da Cidade
de Campos dos Goytacazes**

ANEXO II – Sondagens

ANEXO III – Especificações e Manual de Instalação do Colchão Reno

