PROJETO BÁSICO DE CONTENÇÃO NO MUNICÍPIO DE TERESÓPOLIS, CONTEMPLANDO ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA

VOLUME 1 –

MEMÓRIA JUSTIFICATIVA E DE CÁLCULO

TERESÓPOLIS – RIO DE JANEIRO – RJ

NOVEMBRO/2025

REGISTRO DE REVISÕES					
REV.	**DATA**	**DESCRIÇÃO**	**ELABORAÇÃO**	**VERIFICAÇÃO**	**APROVAÇÃO**
0	13/11/2025	EMISSÃO INICIAL	Jose Luiz da silva Pereira	Jose Luiz da Silva Pereira	Jose Luiz da Silva Pereira

TÍTULO:	DISCIPLINA	Nº DOCUMENTO:
MEMÓRIA JUSTIFICATIVA E DE CÁLCULO	RELATÓRIO GERAL	**MEMÓRIA_DE_CÁLCULO_ZENOBIO_COSTA_SETOR_6**
CLASSE DO DOCUMENTO:	RESPONSÁVEL TÉCNICO / REG. ÓRGÃO DE CLASSE:	
MEMÓRIA DE CÁLCULO	JOSE LUIZ DA SILVA PEREIRA/ CREA RJ 2021111253	

SUMÁRIO

1 APRESENTAÇÃO 3
2 LOCALIZAÇÃO 4
3 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA 5
4 MEMÓRIA DESCRITIVA 7
5 ELEMENTOS NORTEADORES 7
5.1 ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 7
5.2 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA 11
6 ESTUDOS NECESSÁRIOS 12
6.1 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO 12
6.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DA ÁREA 12
6.3 ESTUDO HIDROLÓGICO 19
7 DEFINIÇÃO DE PROJETO 22
7.1 PROJETO DE DRENAGEM 22
7.2 PROJETO DE CONTENÇÃO 22
8 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE 27
8.1 FATORES DE SEGURANÇA 27
8.2 MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE 28
9 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS 29
10 RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE 30
11 DIMENSIONAMENTO DA TELA TECCO 33
11.1 DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS GRAMPOS 37
11.2 COMPRIMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM 39
11.2.1 ADERÊNCIA CALDA-AÇO 39
11.3 TIRANTES 40
11.3.1 COMPRIMENTO DOS TIRANTES – TRECHO LIVRE 40
11.3.2 COMPRIMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM 40
11.3.3 ADERÊNCIA CALDA-AÇO 40
11.3.4 COMPRIMENTO ANCORADO NO SOLO 41
11.3.5 DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS TIRANTES 42
12 DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE DRENAGEM 43
12.1 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (TC) 44
12.2 TEMPO DE RECORRÊNCIA 45
12.3 INTENSIDADE DE CHUVA (I) 46
12.4 VAZÕES DE PROJETO 47

12.4.1 CANALETA RETANGULAR 49
12.4.2 ESCADA HIDRÁULICA 50
13 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 52
14 TERMO DE ENCERRAMENTO 53

1 APRESENTAÇÃO

O presente documento apresenta o **VOLUME 1 - MEMÓRIA JUSTIFICATIVA E DE CÁLCULO**, referente ao **PROJETO BÁSICO DE CONTENÇÃO** contemplando estabilização de encosta situada na Zenobio da Costa, Setor 6 (Ponto 2), no município de Teresópolis – RJ.

O desenvolvimento do projeto aqui apresentado foi baseado nas respectivas normas da ABNT, especificações do Edital e na adoção de soluções compatíveis com a boa prática da engenharia.

O projeto básico é composto pelos seguintes documentos:

VOLUME 1 – MEMÓRIA JUSTIFICATIVA E DE CÁLCULO: apresenta o relatório elaborado para os projetos de contenção e drenagem em formato A4;

VOLUME 2 – MEMORIAL DESCRITIVO: apresenta as especificações técnicas para os projetos de contenção e drenagem em formato A4;

VOLUME 3 – DESENHOS: apresenta os desenhos elaborados para os projetos de estabilização da erosão, em formato A1.

2 LOCALIZAÇÃO

A intervenção indicada neste projeto está localizada na Zenobio da Costa, Setor 6 (Ponto 2), Teresópolis – RJ. O projeto se localiza na zona UTM 23K com coordenadas explicitadas na Tabela 1. A Figura 1 apresenta a localização da intervenção.

Tabela 1- Coordenadas dos pontos de intervenção.

INTERVENÇÃO	COORDENADAS UTM 23K	
	LATITUDE (N)	LONGITUDE (E)
	7.517.981,00 m	709.927,00 m

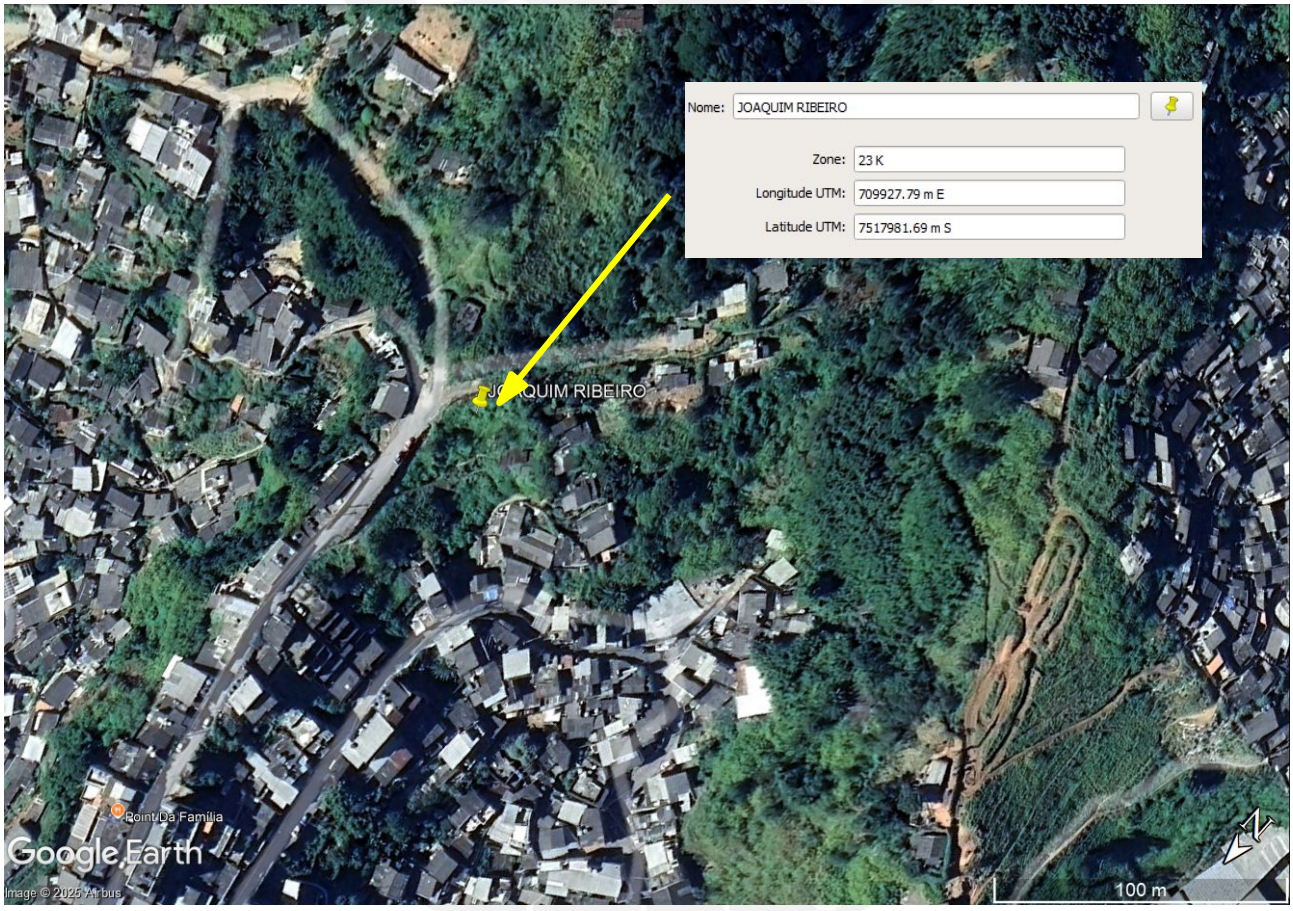


Figura 1 – Localização do ponto de intervenção.

3 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

No caso de encostas naturais, o movimento de massa induzido pela infiltração de águas de chuva é um fenômeno comum em regiões montanhosas tropicais. Entretanto, retroanálises de casos históricos demonstram que, em alguns deles, a infiltração da água através da superfície do terreno não é suficiente para deflagrar a ruptura.

A ação antrópica, com execução de cortes com geometria incorreta, remoção de cobertura vegetal e vazamentos em redes de fornecimento, abastecimento e deposição indiscriminada de rejeitos de diferentes naturezas gerando sobrecarga no topo das encostas também são indutoras de reduções na resistência ao cisalhamento dos solos.

Devido as intensas precipitações associadas à erraticidade do material da encosta e às modificações antrópicas, ocorrem as reduções da resistência ao cisalhamento do maciço atingido, quer pela redução da tensão efetiva (solo muito saturado), quer pela redução da coesão aparente da condição de não-saturação e pelas modificações de drenagem, geometria e impermeabilização, ocasionando as diversas rupturas verificadas no local.

Devido ao risco de escorregamentos e proximidade das casas as regiões instáveis das encostas, se fazem necessárias medidas de estabilização para as áreas objetos deste projeto.

A concepção das obras para recomposição dos trechos instáveis levou em conta as condicionantes locais e potenciais ocorrências de rupturas retrogressivas causando perdas materiais e humanas para os moradores da região, além de maiores prejuízos ao erário público.

A seguir, da Figura 2 a Figura 3, são apresentadas as informações descritas anteriormente.



Figura 2 – Vista do talude e casas a jusante.



Figura 3 – Vista frontal.

Diante das possíveis consequências de rupturas, que podem ocorrer de forma isolada ou combinada, e considerando o risco de escorregamentos na região, torna-se essencial a implementação de medidas de estabilização para a encosta em questão.

A concepção da obra levou em conta as condicionantes locais e potenciais ocorrências de rupturas retrogressivas causando risco de perdas por parte dos moradores da comunidade, além de maiores prejuízos ao erário público.

4 MEMÓRIA DESCRITIVA

As obras de estabilização envolvem a adequação do meio físico local através da remoção do material terroso em condições precárias de estabilidade e obras de contenção genericamente descritas a seguir:

- Cortina atirantada;
- Solo grampeado verde;
- Revestimento vegetal;
- Drenagem superficial.

Com base na topografia do terreno e nas informações fornecidas pelas sondagens foram realizados os estudos de estabilidade do talude.

Foram feitas análises de estabilidade por equilíbrio limite e tensão x deformação, para verificação do fator de segurança (FS) das estruturas de contenção. O FS encontrado foi comparado ao requisitado na norma de estabilidade de taludes da ABNT (NBR 11682).

5 ELEMENTOS NORTEADORES

O relatório foi elaborado em consonância com a legislação vigente, em especial a Lei 5.194 de 24/12/66, as resoluções 205, 218 e 345 do CONFEA – Conselho Federal de Engenharia e Agronomia – e as normas técnicas da ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, sendo utilizados os seguintes meios e documentos:

5.1 ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

Para a elaboração do presente relatório técnico, foram utilizadas as seguintes normas:

- DNER-ME 037/97 - Agregado graúdo para concreto de cimento;
- DNER-ME 038/97 - Agregado miúdo para concreto de cimento;

- DNER-ME 035/98 - Desgaste de agregado por abrasão e demais instruções;
- DNER-ME 046/98 - Concreto - moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos;
- DNER-ME 051/94 - Solos - Análise granulométrica;
- DNER-ME 091/98 - Concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos;
- DNER-ME 402/00 - Concreto - amostragem de Concreto fresco;
- DNER-ME 404/00 - Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone;
- DNIT 011/2004 – PRO - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento;
- DNIT 016/2006 - ES- Drenagem - Dreno subsuperficial;
- DNIT 088/2006 - ES - Dispositivos de segurança lateral: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras;
- DNIT 092/2006 - ES - Juntas de dilatação;
- DNIT 104/2009 - ES - Terraplenagem-Serviços preliminares - Especificação de Serviço;
- DNIT 105/2009 - ES - Terraplenagem - Caminhos de serviço;
- DNIT 106/2009 - ES - Terraplenagem - Cortes - Serviços preliminares - Especificação de Serviço;
- DNIT 107/2009 - ES - Empréstimos - Cortes - Serviços preliminares - Especificação de Serviço;
- DNIT 164/2013-ME - Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas;
- DNIT IPR 726, 2018 - Diretrizes Básicas Para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários;
- DNIT IPR 736, 2018 – Álbum de Projetos - Tipo de dispositivos de drenagem;
- DNIT OI 07/2006 - ES - Drenagem - Dreno sub-horizontal;
- ABNT NBR 11682 - Estabilidade de encostas;
- ABNT NBR 11768-1 - Aditivos químicos para concreto de cimento Portland - Parte 1: Requisitos;

- ABNT NBR 12655 - Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento;
- ABNT NBR 13208 - Estacas - Ensaios de carregamento dinâmico;
- ABNT NBR 13221 - Transporte terrestre de produtos perigosos — Resíduos;
- ABNT NBR 13317 - Determinação do índice de reflexão por medida direta;
- ABNT NBR 13354 - Determinação do índice de reflexão em placas;
- ABNT NBR 13597 - Procedimento para qualificação de mangoteiro por via seca;
- ABNT NBR 14280 - Cadastro de acidente do trabalho - Procedimento e classificação;
- ABNT NBR 14725 - Produtos químicos — Informações sobre segurança, saúde e meio ambiente — Aspectos gerais do Sistema Globalmente Harmonizado (GHS), classificação, FDS e rotulagem de produtos químicos;
- ABNT NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;
- ABNT NBR 14931 - Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras — Requisitos;
- ABNT NBR 16697 - Cimento Portland - Requisitos;
- ABNT NBR 16796 - Solo — Método padrão para avaliação de energia em SPT;
- ABNT NBR 16797 - Medida de torque em ensaios SPT durante a execução de sondagens de simples reconhecimento à percussão — Procedimento;
- ABNT NBR 16889 - Concreto - determinação do abatimento pelo tronco de cone;
- ABNT NBR 16903 - Solo — Prova de carga estática em fundação profunda;
- ABNT NBR 16916 - Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água;
- ABNT NBR 16917 - Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água;
- ABNT NBR 16920-1 - Muros e taludes em solos reforçados – solos reforçados em aterros;
- ABNT NBR 16973 - Determinação do teor de materiais pulverulentos nos agregados;
- ABNT NBR 17054 - Determinação de composição granulométrica dos agregados;

- ABNT NBR 5629 - Execução de Tirantes Ancorados no Terreno;
- ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos;
- ABNT NBR 5741 - Cimento Portland - Coleta e preparação de amostras para ensaios;
- ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto;
- ABNT NBR 6122 - Projeto e execução de fundações.;
- ABNT NBR 6484 - Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio;
- ABNT NBR 6502 - Solos e rochas - Terminologia;
- ABNT NBR 7191 - Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado;
- ABNT NBR 7211 - Agregados para concreto;
- ABNT NBR 7212 - Concreto dosado em central - Preparo, fornecimento e controle;
- ABNT NBR 7215 - Ensaio de Cimento Portland;
- ABNT NBR 7218 - Determinação do teor de argila em torrões agregados;
- ABNT NBR 7477 - Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado;
- ABNT NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto – Especificação;
- ABNT NBR 7481 - Tela de aço soldada nervurada para armadura de concreto - Requisitos;
- ABNT NBR 7482 - Fios de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação;
- ABNT NBR 7584 - Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio;
- ABNT NBR 7680-1 - Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto - Parte 1: Resistência à compressão axial;
- ABNT NBR 7681-1 - Calda de cimento para injeção - Parte 1: Requisitos;
- ABNT NBR 7681-2 - Calda de cimento para injeção - Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil — Método de ensaio;

- ABNT NBR 7681-3 - Calda de cimento para injeção - Parte 3: Determinação dos índices de exsudação e expansão — Método de ensaio;
- ABNT NBR 7681-4 - Calda de cimento para injeção - Parte 4: Determinação da resistência à compressão — Método de ensaio;
- ABNT NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento;
- ABNT NBR 8044 - Projeto geotécnico - Procedimento;
- ABNT NBR 8953 - Concreto - Classificação pela resistência à compressão de concreto para fins estruturais - Classificação;
- ABNT NBR 9061 - Segurança de escavações a céu aberto;
- ABNT NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;
- ABNT NBR 9607 - Prova de carga estática em estruturas de concreto — Requisitos e procedimentos;
- ABNT NBR 9935 - Agregados – Terminologia;
- ABNT NBR 9936 - Agregados - Determinação do teor de partículas leves - Método de ensaio;
- ABNT NBR NM 02 - Cimento, concreto e agregados - Terminologia - Lista de termos;
- ABNT NBR 16605 - Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação de massa específica.

5.2 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Para a elaboração do presente Relatório Técnico, foram utilizados os seguintes documentos de referência:

- GEO-2025.743-PB-MD-001;
- PROJETO_ZEBONIO_COSTA_SETOR_6_PONTO_2_PRANCHA_01_05 (GEO-2025.743-PB-CNT-001);
- PROJETO_ZEBONIO_COSTA_SETOR_6_PONTO_2_PRANCHA_02_05 (GEO-2025.743-PB-CNT-002);
- PROJETO_ZEBONIO_COSTA_SETOR_6_PONTO_2_PRANCHA_03_05 (GEO-2025.743-PB-CNT-003);

- PROJETO_ZEBONIO_COSTA_SETOR_6_PONTO_2_PRANCHA_04_05 (GEO-2025.743-PB-CNT-004); e
- PROJETO_ZEBONIO_COSTA_SETOR_6_PONTO_2_PRANCHA_05_05 (GEO-2025.743-PB-CNT-005).

6 ESTUDOS NECESSÁRIOS

Com base no levantamento topográfico foram elaboradas as seções, análises de estabilidade e o projeto de contenção. Os dados da topografia e sondagens também foram utilizados para desenhar os perfis geotécnicos, com intuito de entender o comportamento do terreno e as distribuições das camadas de solo nas proximidades do trecho afetado.

6.1 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

Foi realizado para estudo, levantamento topográfico contendo curvas de níveis de metro em metro, sendo apresentadas coordenadas UTM.

6.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DA ÁREA

De acordo com o Mapa Geológico do estado do Rio de Janeiro, disponibilizado pelo CPRM (Serviço Geológico do Brasil), a região de estudo está inserida na Unidade Serra dos Órgãos do Suíte Serra dos Órgãos, conforme Figura 4.

A Unidade São Fidélis é formada por hornblenda-biotita granitóide de granulação grossa, com composição variando de tonalítica a granítica e pertencente ao grupo cálcio-alcalino. Apresenta texturas e estruturas magmáticas preservadas, sobre a qual foi superimposta uma foliação tangencial em estado sólido. Além disso, é possível observar, em algumas localidades, a presença de enclaves e paleodiques anfibolíticos.

A Figura 5 e a Figura 6 apresentam uma região de relevo montanhoso e altamente acidentado, característico do Domínio Montanhoso, geralmente situado no reverso da escarpa da Serra do Mar. As vertentes predominam entre retilíneas e côncavas, sendo escarpadas, com cristas alinhadas, aguçadas ou levemente arredondadas. Há presença de compartimentos colinosos e morros dispostos em padrões alveolares nos vales principais.

Além disso, ocorrem áreas pontuais de relevo suave ondulado, especialmente nas elevações locais situadas nos planaltos elevados das serras do Mar e da Mantiqueira. A densidade de drenagem é alta, com padrões variáveis, incluindo dendrítico, treliça e retangular. O relevo

apresenta amplitudes topográficas superiores a 400 metros e gradientes elevados a muito elevados, com a presença de colúvios, depósitos de talus, solos rasos e afloramentos rochosos.

De acordo com o Mapa de Unidades Geomorfológicas do Estado do Rio de Janeiro, disponibilizado pelo CPRM (Serviço Geológico do Brasil), a região de estudo está inserida no Planalto do Reverso da Serra dos Órgãos, conforme Figura 8.

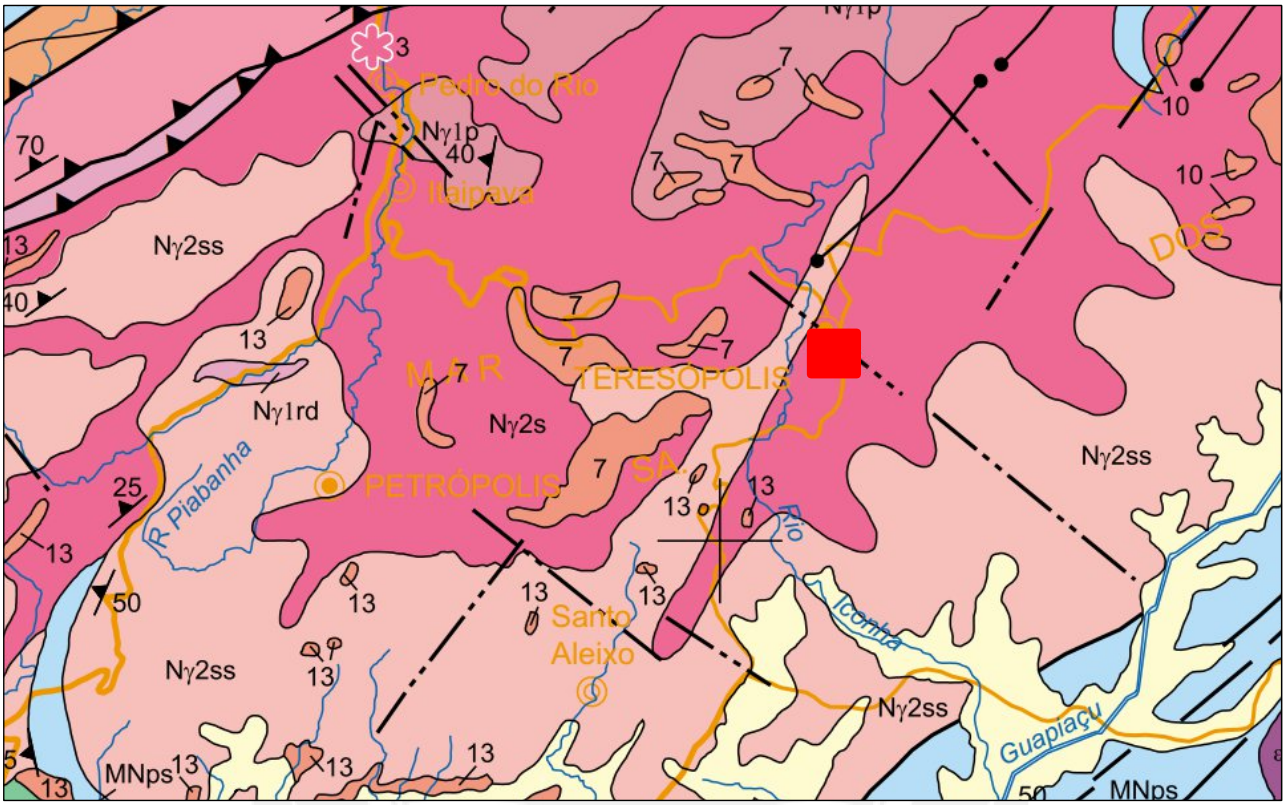


Figura 4 – Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

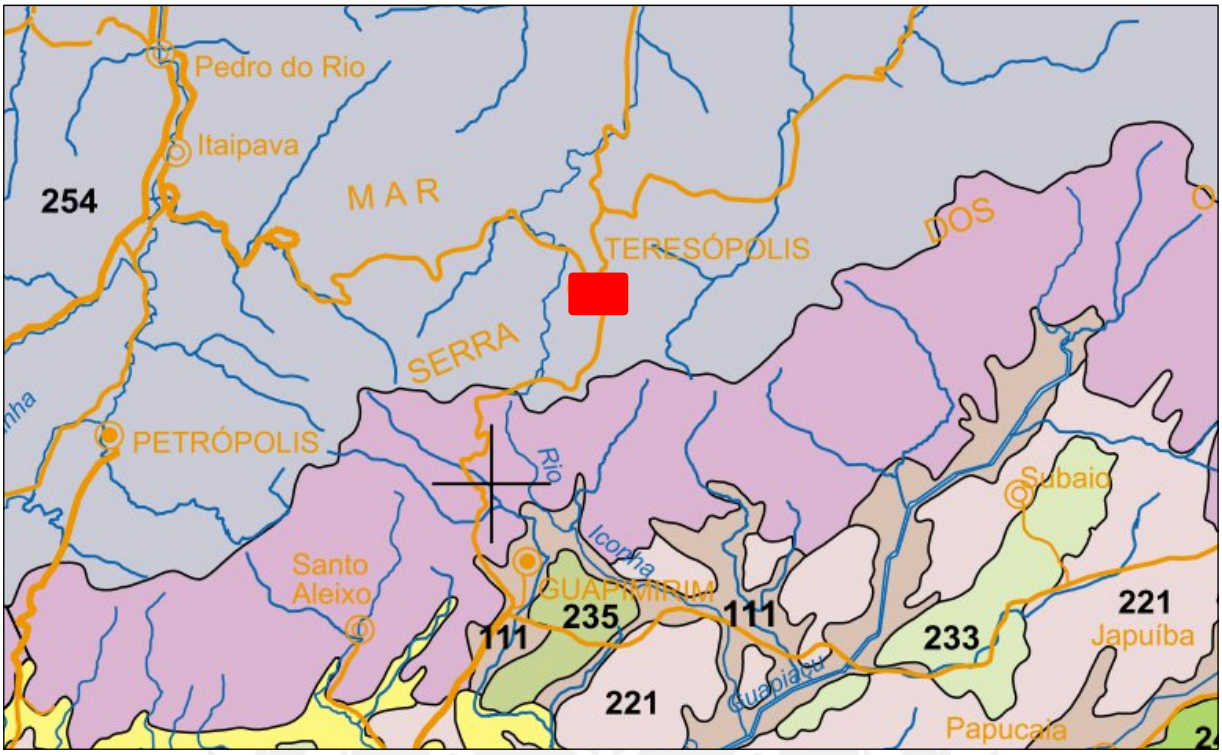


Figura 5 - Mapa Geomorfológico da Região Tratada – 254 – Domínio Montanhoso.

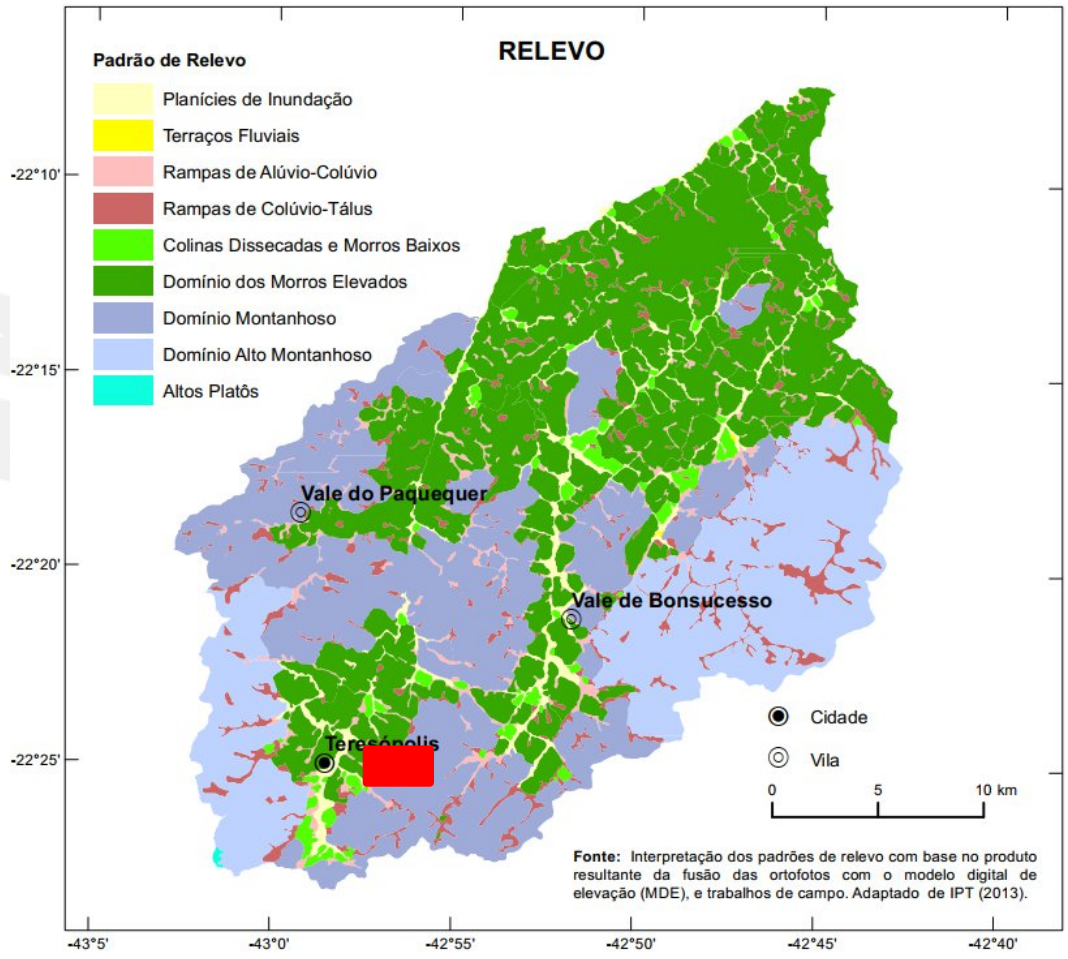


Figura 6 – Relevo – Teresópolis.

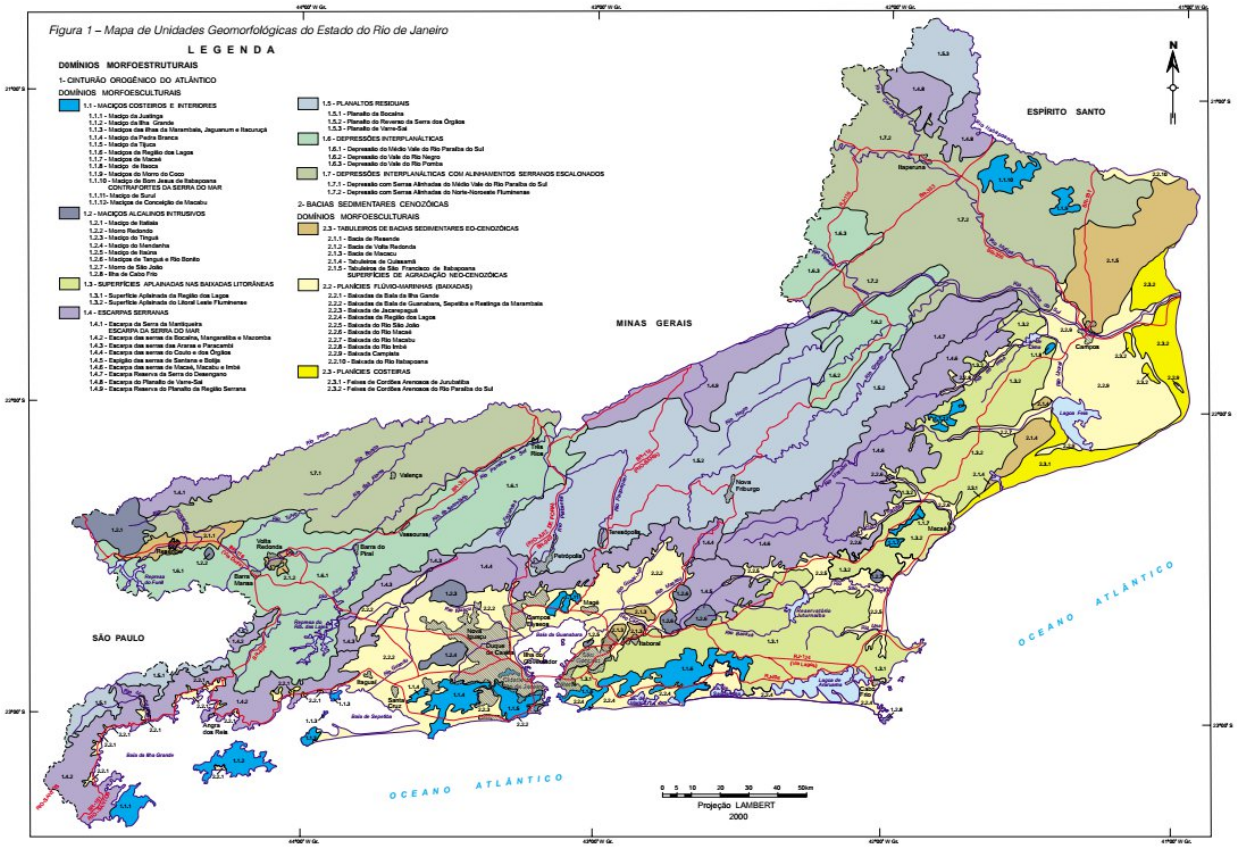


Figura 7 – Mapa de unidades Geomorfológicas do Estado do Rio de Janeiro (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

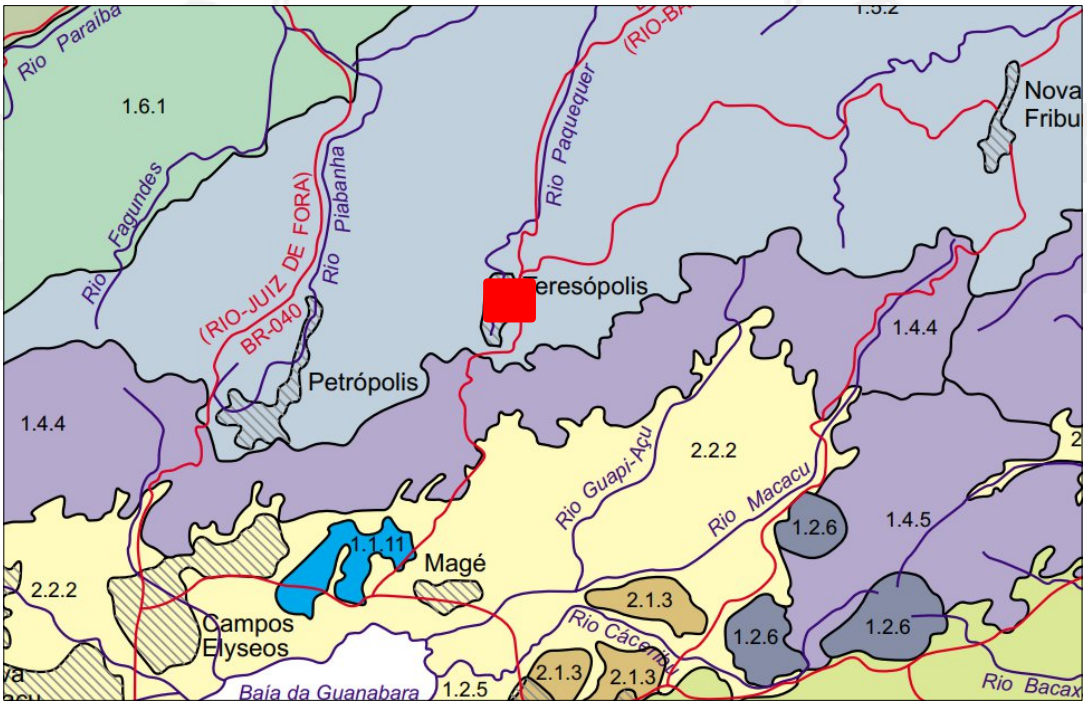


Figura 8 – Unidade Geomorfológica 1.5.2 – Planalto do Reverso da Serra dos Órgãos.

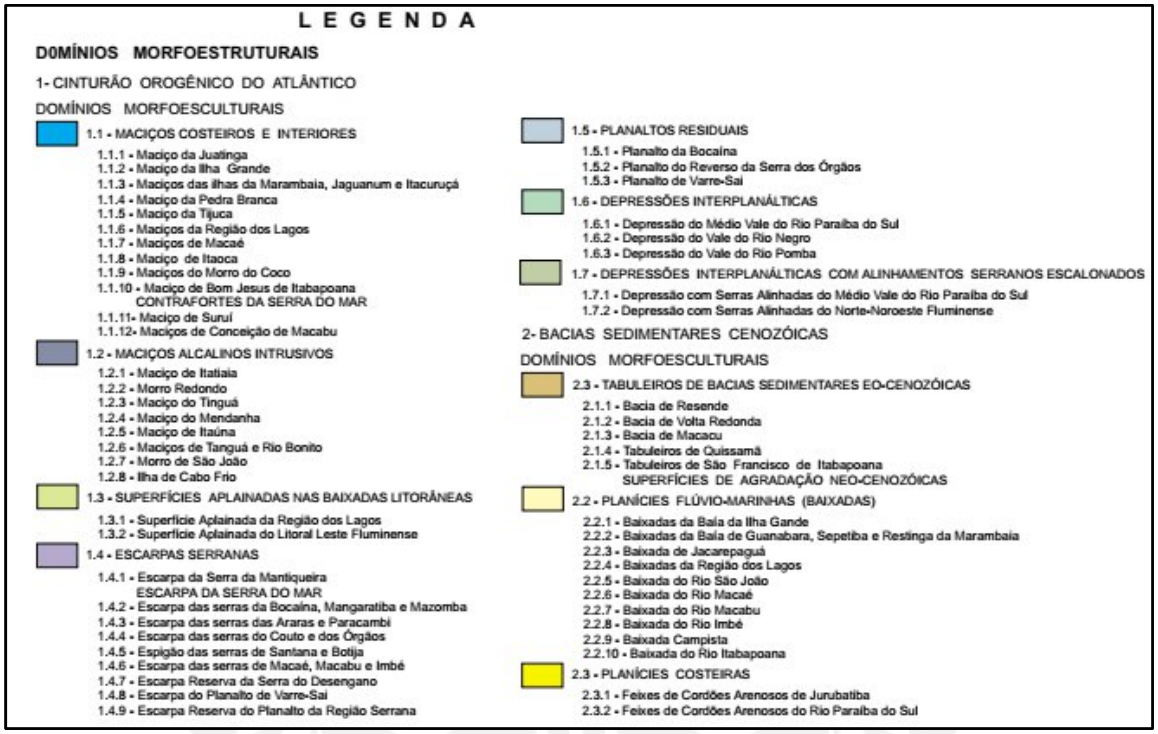


Figura 9 – Legenda do Mapa de unidades Geomorfológicas do Estado do Rio de Janeiro.

De acordo com a Carta de Susceptibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundação do município de Mendes, obtido do Serviço Geológico do Brasil - CPRM, a área em questão está inserida em uma região classificada como de susceptibilidade média para ocorrência de inundações e média a alta para ocorrência de movimentos de gravitacionais de massa. O conteúdo das cartas é apresentado na Figura 10 a Figura 12.



Figura 10 – Carta de susceptibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação do Município de Teresópolis. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

Quadro-legenda A - Suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa

Classe	Foto ilustrativa	Características predominantes	Área		Área urbanizada/ edificada	
			km²	% (*)	km²	% (**)
Alta		• Relevo: predominam nas escarpas serranas. Subordinadamente ocorrem nos alinhamentos serranos e morros elevados e em faixas de encostas nos morros baixos; • Forma das encostas: predomínio de vertentes retilíneas a côncavas com anfiteatros de cabeceiras de drenagem abruptos. Nas porções altas formam vales encaixados, com formação de depósitos de tálus nos sopés das vertentes; • Amplitudes: predominam entre 500 a 2.200 m; • Declividades: predominam acima de 25°; • Litologia: gnaisses para e ortoderivados migmatizados, e granitoides diversos; • Densidade de lineamentos/estruturas: alta, paredões rochosos com descontinuidades (foliações, fraturas, juntas e falhas) que propiciam a formação de lascas; • Solos: predomínio de solos jovens e rasos, tais como os Neossolos Litólicos e Cambissolos e com frequente exposição de afloramentos rochosos; • Processos: deslizamentos, corridas, quedas e rolamentos de blocos, enxurradas e erosão.	335,21	43,33	3,04	0,38
Média	 	• Relevo: predominam próximo a base das encostas nos Alinhamentos Serranos, Escarpas Serranas e Morros Elevados e subordinadamente em faixas de encostas nas Colinas Dissecadas e Morros Baixos; • Forma das encostas: predomínio de convexas; • Amplitudes: predominam de 300 a 500 m; • Declividades: predominam entre 10º e 25°; • Litologia: principalmente granitoides e gnaisses orto e paraderivados, migmatizados; • Densidade de lineamentos/estruturas: Alta, foliações, fraturas, juntas e falhas que propiciam a formação de lascas e formação de blocos; • Solos: predominam solos moderadamente desenvolvidos, tais como Argissolos Vermelho-Amarelos e, subordinadamente, Latossolos Vermelho-Amarelos; • Processos: deslizamentos, rolamento de blocos, rastejos e erosões.	343,78	44,44	16,74	2,06
Baixa	 	• Relevo: terraços altos, rampas de alúvio-colúvio, colinas amplas e suaves, áreas com baixa declividade nos bordos e na base de encostas altas, e nos topos dos morros; • Forma das encostas: convexas suavizadas e topos amplos; • Amplitudes: predominam < 300 m; • Declividades: < 10°; • Litologia: principalmente granitoides e gnaisses orto e paraderivados, migmatizados; • Densidade de lineamentos/estruturas: baixa até nula; • Solos: argilosos espessos e bem desenvolvidos; • Processos: rastejo e erosão.	94,47	12,21	9,54	1,16

(*) Porcentagem em relação à área do município. (**) Porcentagem em relação à área urbanizada/edificada do município.

Figura 11 - Quadro Legenda da carta susceptibilidade a movimentos gravitacionais de massa. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

Quadro-legenda B - Suscetibilidade a inundações						
Classe	Foto ilustrativa	Características predominantes	Área		Área urbanizada/ edificada	
			km²	% (*)	km²	% (**)
Alta		• Relevo: terrenos praticamente planos, com amplitudes e declividades muito pequenas a inexpressivas, localizados junto às calhas dos rios principais formando amplas planícies de inundação; • Solos: hidromórficos muito mal drenados (Gleissolos e Organossolos), argilosos a areno-argilosos. Também ocorrem Neossolos Flúvicos; • Altura de inundação: terrenos alagados durante o período chuvoso, com lençol freático sub-aflorante; • Processos: cheias de baixa energia, de longa e curta duração nos períodos mais chuvosos, e cheios de alta energia e curta duração próximas às calhas dos rios de maior energia.	15,58	2,01	4,38	0,51
Média	 	• Relevo: terrenos sub-horizontais com baixas declividades (< 5°), próximos as calhas dos rios, que correspondem principalmente a rampas de alúvio-colúvio e às planícies de inundação de alto curso dos rios; • Solos: neossolos flúvicos; • Altura de inundação: em geral são menos sujeitos aos processos de cheias por estarem em níveis topográficos mais elevados e com alguma declividade. Embora sofram processos de inundação, a pequena declividade favorece o escoamento e reduz o tempo de retenção da água; • Processos: inundação de curta duração.	6,31	0,81	1,86	0,24
Baixa	 	• Relevo: terraços fluviais altos e/ou flancos de encostas e porções nas rampas de alúvio-colúvio, com amplitudes e declividades baixas (< 5°); • Solos: formado por material argiloarenoso de contribuição das vertentes; • Altura de inundação: em geral são bem menos sujeitos aos processos de cheias por estarem em níveis mais elevados do que as planícies de inundação atuais; • Processos: raros eventos de inundação de curta duração.	2,17	0,25	0,41	0,05

(*) Porcentagem em relação à área do município. (**) Porcentagem em relação à área urbanizada/edificada do município.

Figura 12 - Quadro Legenda da carta susceptibilidade a inundações. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

6.3 ESTUDO HIDROLÓGICO

Os estudos preliminares foram elaborados com a finalidade de fornecer elementos necessários à avaliação da suficiência de vazão dos dispositivos de drenagem existentes e ao dimensionamento de novos elementos porventura necessários.

Foi feita, também, a caracterização climática, pluviométrica e geomorfológica da região em que se situa o trecho em estudo.

Para a intensidade de chuva, foi utilizado o software Pluvio2.1, disponibilizado pela Universidade Federal de Viçosa. Neste consta a equação IDF da área aproximada onde será feita a intervenção. A equação foi desenvolvida na revista brasileira de engenharia agrícola e ambiental, com o título: Estimativa e espacialização dos parâmetros da equação de intensidade-duração frequência da precipitação para os Estados do Rio de Janeiro.

A equação foi obtida por meio da interpolação, aplicando o Método do Inverso da Quinta Potência da Distância e levando em conta os dados de todas as localidades onde a equação de

intensidade-duração-frequência da precipitação é conhecida nos estados da Bahia, Espírito Santo, Minas Gerais, Paraná, Rio de Janeiro, São Paulo e Tocantins.

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d}$$

Sendo:

i = intensidade da chuva (mm/h);

T = tempo de retorno (anos);

t = duração da precipitação (minutos);

a, b, c, d = parâmetros da equação.

No caso da área de estudo, os parâmetros da equação Intensidade-duração-frequência (IDF) são:

Tabela 2 – Parâmetros da equação.

TERESÓPOLIS	
a	9753,693
b	0,212
c	41,613
d	1,140

*Para durações de 5 minutos a 2 horas.

Com os parâmetros da equação, é possível plotar as curvas IDF para os diferentes tempos de retorno, sendo essa expressa na Figura 13.

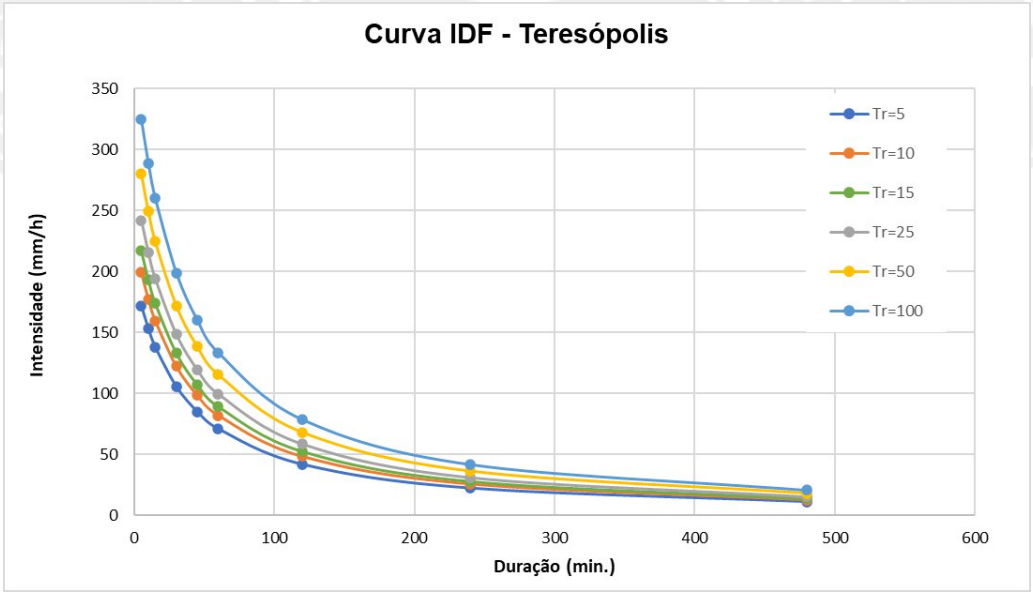


Figura 13 – Curva IDF.

Tabela 3 – Intensidade pluviométrica Teresópolis – RJ.

INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA (mm/h)										
T (anos)	t (duração da precipitação)									
	0,08 h	0,17 h	0,25 h	0,5 h	0,75 h	1 h	2 h	4 h	8 h	24 h
	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	45 min.	60 min.	120 min.	240 min.	480 min.	1440 min.
5	171,9	153,0	137,7	105,4	84,8	70,7	41,7	22,1	11,0	3,3
10	199,1	177,3	159,5	122,0	98,2	81,9	48,3	25,6	12,7	3,9
15	217,0	193,2	173,9	133,0	107,1	89,2	52,6	27,9	13,8	4,2
25	241,8	215,3	193,7	148,2	119,3	99,5	58,6	31,1	15,4	4,7
50	280,1	249,3	224,4	171,7	138,2	115,2	67,9	36,0	17,8	5,4
100	324,4	288,8	259,9	198,8	160,1	133,4	78,6	41,7	20,7	6,3

Complementando o resultado com estudos apresentados na Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), mais de 70% da precipitação total cai nos meses da primavera e do verão no município listado na Figura 14. Nota-se que na região há uma média de precipitação maior do que 1900 mm por ano, conforme Figura 15.

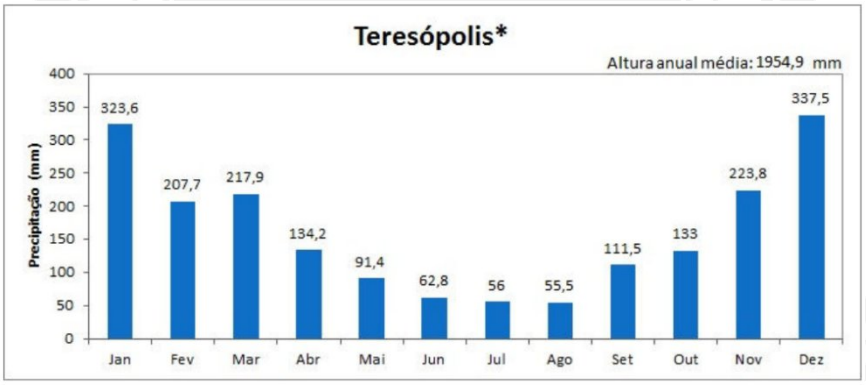


Figura 14 – Séries históricas de precipitação média mensal (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

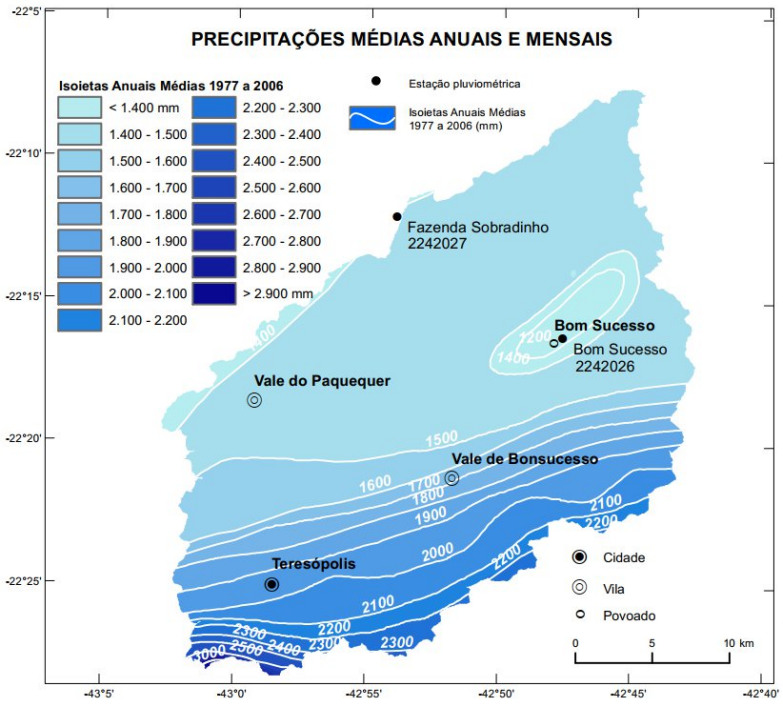


Figura 15 - Precipitações médias anuais e mensais - carta susceptibilidade a inundações para o município de Teresópolis (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

7 DEFINIÇÃO DE PROJETO

7.1 PROJETO DE DRENAGEM

O sistema de drenagem superficial tem como objetivos a coleta transporte e esgotamento das águas pluviais, de forma a evitar a ocorrência de erosões nos taludes e de áreas próximas a rodovia.

Para atendimento a essa demanda foram adotados dispositivos de drenagem, como:

- Canaleta retangular;
- Descida de água em degraus;
- Caixa de passagem;

7.2 PROJETO DE CONTENÇÃO

As obras de estabilização envolvem a adequação do meio físico local através da remoção do material terroso em condições precárias de estabilidade e obras de contenção a serem descritas no decorrer deste documento.

Após as inspeções de campo, constatou-se a necessidade de intervenção geotécnica, devido às instabilidades e agravantes resultantes da erosão. Sendo assim, para o projeto em

questão foi contemplado as seguintes soluções: solo grampeado verde, cortina atirantada, revestimento vegetal e sistema de drenagem.

O tratamento em solo grampeado verde será realizado utilizando tela TECCO G65/3 e hidrossemeadura, cobrindo uma área total de 395,00 m². Serão utilizados 98 grampos com diâmetro de 32 mm e comprimento total de 12 metros com espaçamento de 1,50x1,50m.

A cortina atirantada 1 terá uma extensão de 38,5 metros, altura variável de 2,00 a 6,00 metros com uma ou três linhas de tirantes de diâmetro de 32 mm e inclinação de 15º com a horizontal, comprimento total de 30 metros, sendo o trecho livre com 12 metros. A carga de trabalho dos tirantes deverá ter um valor de 340 kN. A cortina também terá 30 centímetros de espessura. A fundação das cortinas será com estacas do tipo raiz, diâmetro de 200 milímetros e comprimento de 24 metros.

A cortina atirantada 2 terá uma extensão de 39,0 metros, altura de 5,00 metros com três linhas de tirantes de diâmetro de 32 mm e inclinação de 15º com a horizontal, comprimento total de 30 metros, sendo o trecho livre com 12 metros. A carga de trabalho dos tirantes deverá ter um valor de 340 kN. A cortina também terá 30 centímetros de espessura. A fundação das cortinas será com estacas do tipo raiz, diâmetro de 200 milímetros e comprimento de 24 metros.

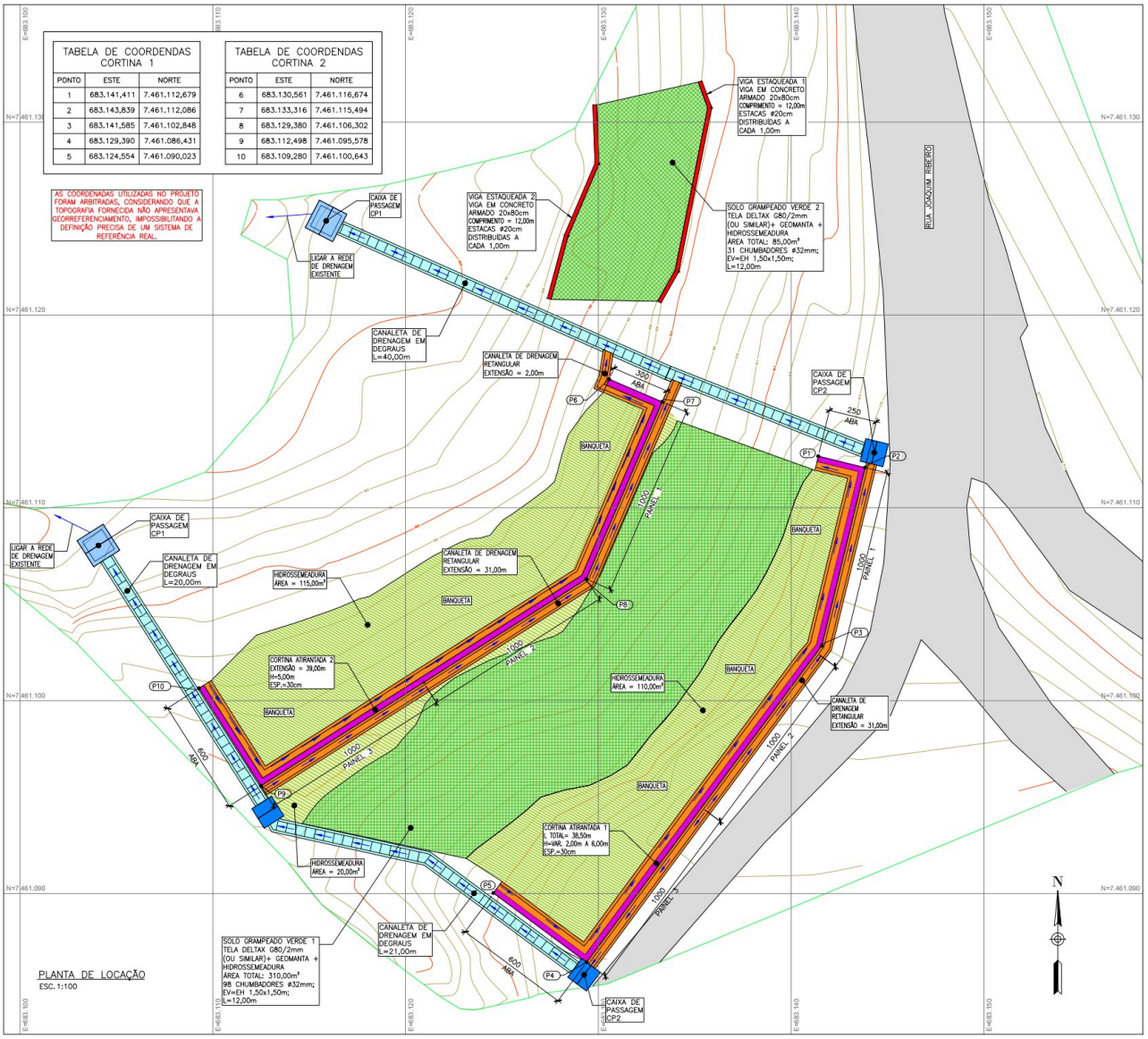


Figura 16 – Planta de locação das intervenções.

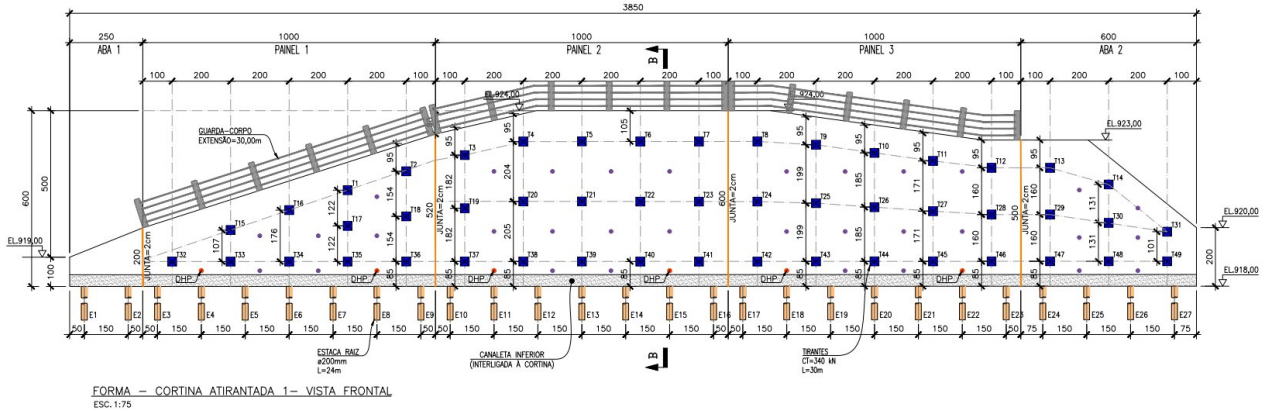


Figura 17 – Vista frontal da cortina atirantada 1.

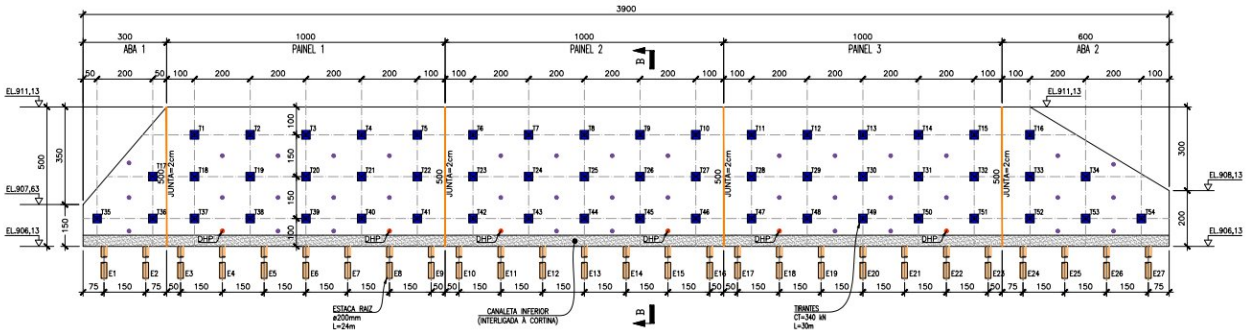


Figura 18 – Vista frontal da cortina atirantada 2.

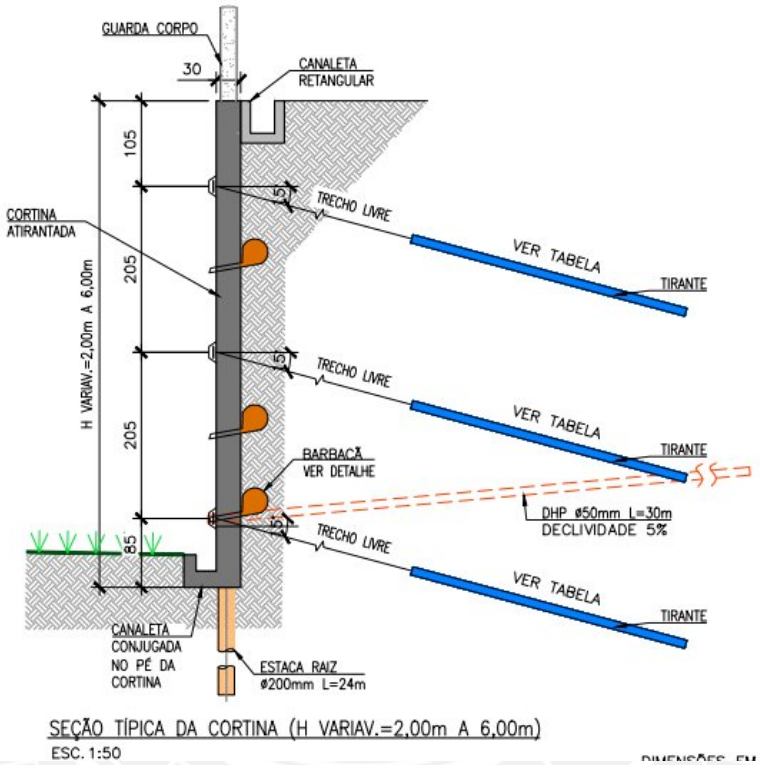


Figura 19 – Seção típica da cortina 1.

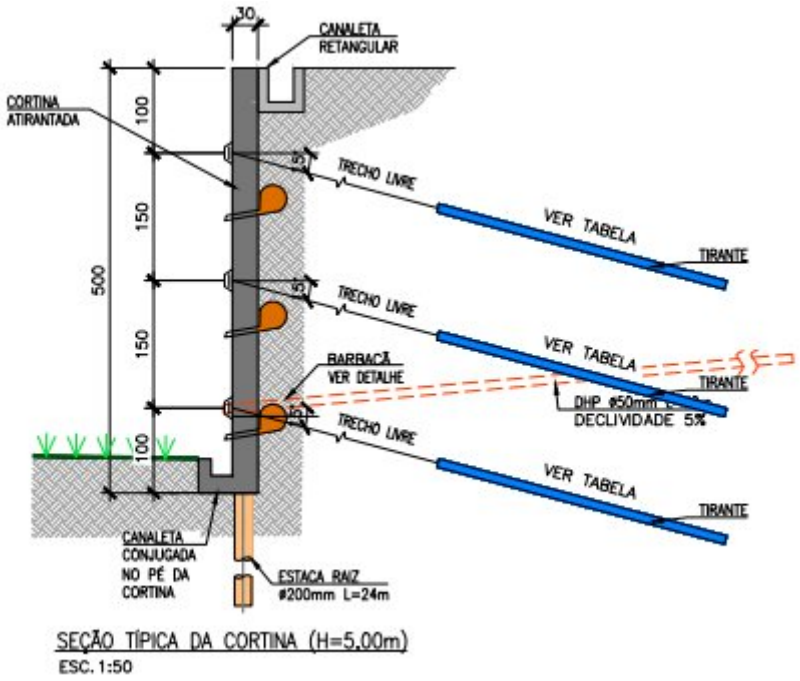


Figura 20 – Seção típica da cortina 2.

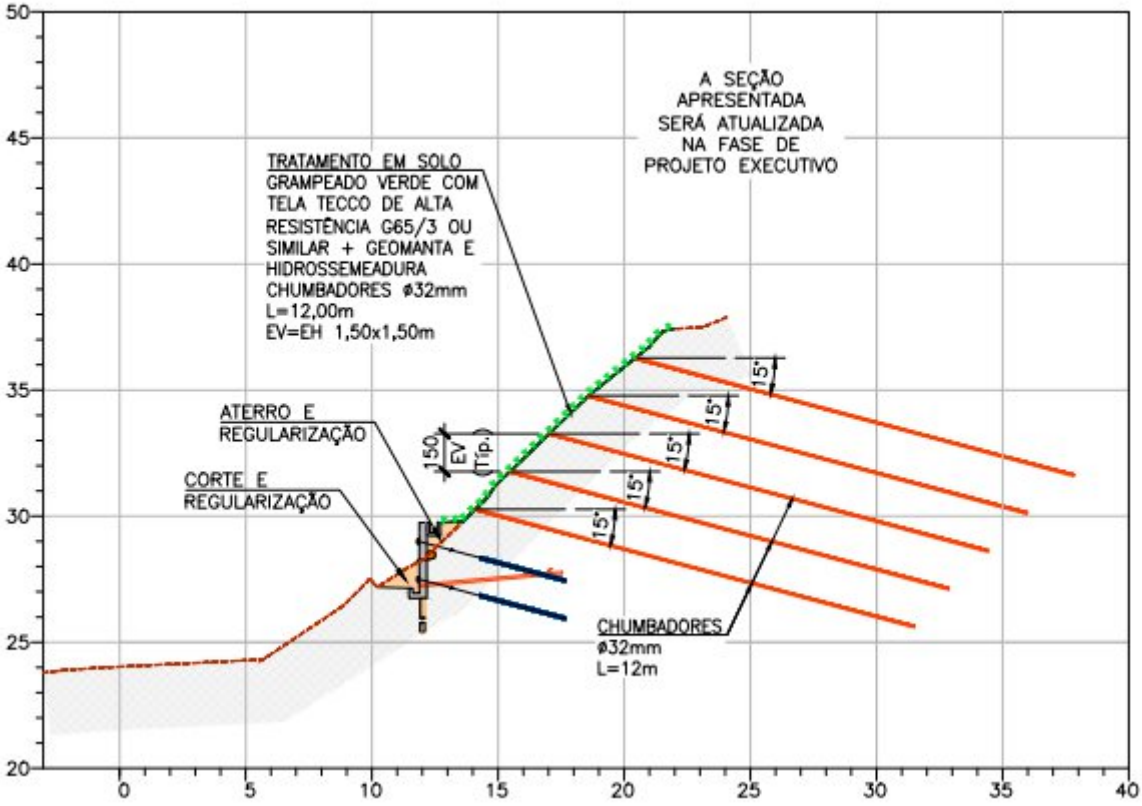


Figura 21 – Seção transversal típica do tratamento.

8 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE

8.1 FATORES DE SEGURANÇA

Na metodologia recomendada a seguir pela NBR 11682, admite-se que o valor de FS pode variar em função da situação potencial de ruptura do talude, no que diz respeito ao perigo de perda de vidas humanas e à possibilidade de danos materiais e de danos ao meio ambiente. Devem ser consideradas as situações atuais e futuras, previstas ao longo da vida útil do talude estudado.

Os fatores de segurança considerados nesta Norma têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das seguintes classificações de segurança, definidas a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme Tabela 4 e de danos materiais e ambientais, conforme Tabela 5.

Tabela 4 – Nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Tabela 5 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos e prosperidades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais.

	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

O fator de segurança mínimo a ser adotado no projeto, levando-se em conta os níveis de segurança preconizados nas Tabela 4 e Tabela 5 deve ser estipulado de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.	**Nível de segurança contra danos a vidas humanas**	**Alto**	**Médio**	**Baixo**
Alto		1,5	1,5	1,4
Médio		1,5	1,4	1,3
Baixo		1,4	1,3	1,2

A obra em questão pode ser classificada como Nível de segurança alto contra danos materiais e ambientais e alto contra danos a vidas humanas, portanto, requerem fator de segurança 1,5.

8.2 MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE

As análises de estabilidade global foram feitas com o software Slide2 da Rocscience. O Slide2 é um programa de estabilidade de talude de equilíbrio limite 2D para avaliar o fator de segurança ou probabilidade de falha de superfícies de falha circulares ou não circulares em taludes

de solo ou rocha. O software analisa a estabilidade de superfícies de deslizamento usando Métodos de Equilíbrio de Limite (MEL) de fatia vertical ou não vertical.

Nas análises de estabilidade foram adotados os Métodos de Morgenstern-Price, por meio do programa Slide da Rocscience considerando superfícies de rupturas circulares.

As análises de estabilidade foram realizadas em seções onde foram realizadas sondagens, ou seja, mais representativos do ponto de vista da matriz geológico-geotécnica sendo possível definir uma estratigrafia para se realizar as análises de estabilidade apresentadas.

9 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

Com base no levantamento topográfico e resultados das sondagens realizadas no talude, foi possível estabelecer as condições de contorno e determinar os parâmetros geotécnicos necessários para a análise de estabilidade.

Os parâmetros utilizados para o dimensionamento estão apresentados na Tabela 7. Tais parâmetros tomaram como base os resultados do ensaio de campo N_{SPT} e correlações já estabelecidas e utilizadas no meio geotécnico, além da experiência prévia em demais obras e projetos.

As correlações do ângulo de atrito com o índice N do SPT foi realizada utilizando a média dos resultados fornecidos e comparando as estimativas fornecidas por Peck, Hanson e Thornburn (1976), Godoy (1973 apud Cintra; Aoki, 2011) e Teixeira (1996).

Godoy (1983) $$\varphi' = 28° + 0{,}4\mathrm{N}_{\mathrm{spt}}$$

Teixeira (1996) $$\varphi' = 15° + \sqrt{20\mathrm{N}_{\mathrm{spt}}}$$

Tabela 7 – N_{SPT} e valor aproximado de ângulo de atrito (φ').

N_{spt} (sem correção de energia do ensaio SPT)	Valor aproximado do ângulo de atrito (φ')
5	28°
10	30°
15	31°
20	33°
25	34°
30	36°
Fonte: Peck, Hanson e Thornburn (1976)	

Os valores de peso específico (γ) dos solos foram adotados a partir de Godoy (1972) para solos argilosos e solos arenosos. Para determinação dos parâmetros foram adotados valores médios ($\bar{N}$) do ensaio SPT de cada camada identificada nas sondagens.

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Water Surface	Ru Value
SILTE ARENOSO		17	Mohr-Coulomb	8	30	None	0
Concreto		25	Mohr-Coulomb	400	40	None	0
ATERRO		17	Mohr-Coulomb	5	30	None	0

Tabela 9 – Parâmetros das ancoragens.

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Plate Capacity (kN)	Shear Capacity (kN)	Compression Capacity (kN)	Bond Length (m)	Bond Strength (kN/m)	Material Dependent	Force Orientation
TIRANTE 340KN		Grouted Tieback	Active (Method A)	2	340	340	0	0	18	22	No	Parallel to Reinforcement
GRAMPOS		Soil Nail	Active (Method A)	1.5	200	200	0	0		25	No	Parallel to Reinforcement

10 RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A concepção do projeto compreende execução de solo grampeado verde e cortinas atirantadas, conforme descrito a seguir e abordado na Figura 23Figura 22.

A seção foi traçada com base no levantamento topográfico e realizada a retroanálise (Figura 22) para obtenção dos parâmetros de resistência atrelada a visita de campo para identificação do material.

Complementarmente, foi adicionado sobrecarga de 20 kPa conforme recomendação da NBR 11682 nas banquetas e cristas do talude.

As análises foram realizadas, por meio de métodos rigorosos. sendo eles: Morgenstern-Price e Spencer. Foi adotado como valor do fator de segurança o menor valor dentre os mencionados.

Com base nas análises realizadas, os seguintes resultados foram obtidos para a seção após o tratamento, conforme a geometria descrita e apresentada nas próximas imagens. A seguir são apresentados os resultados das análises.

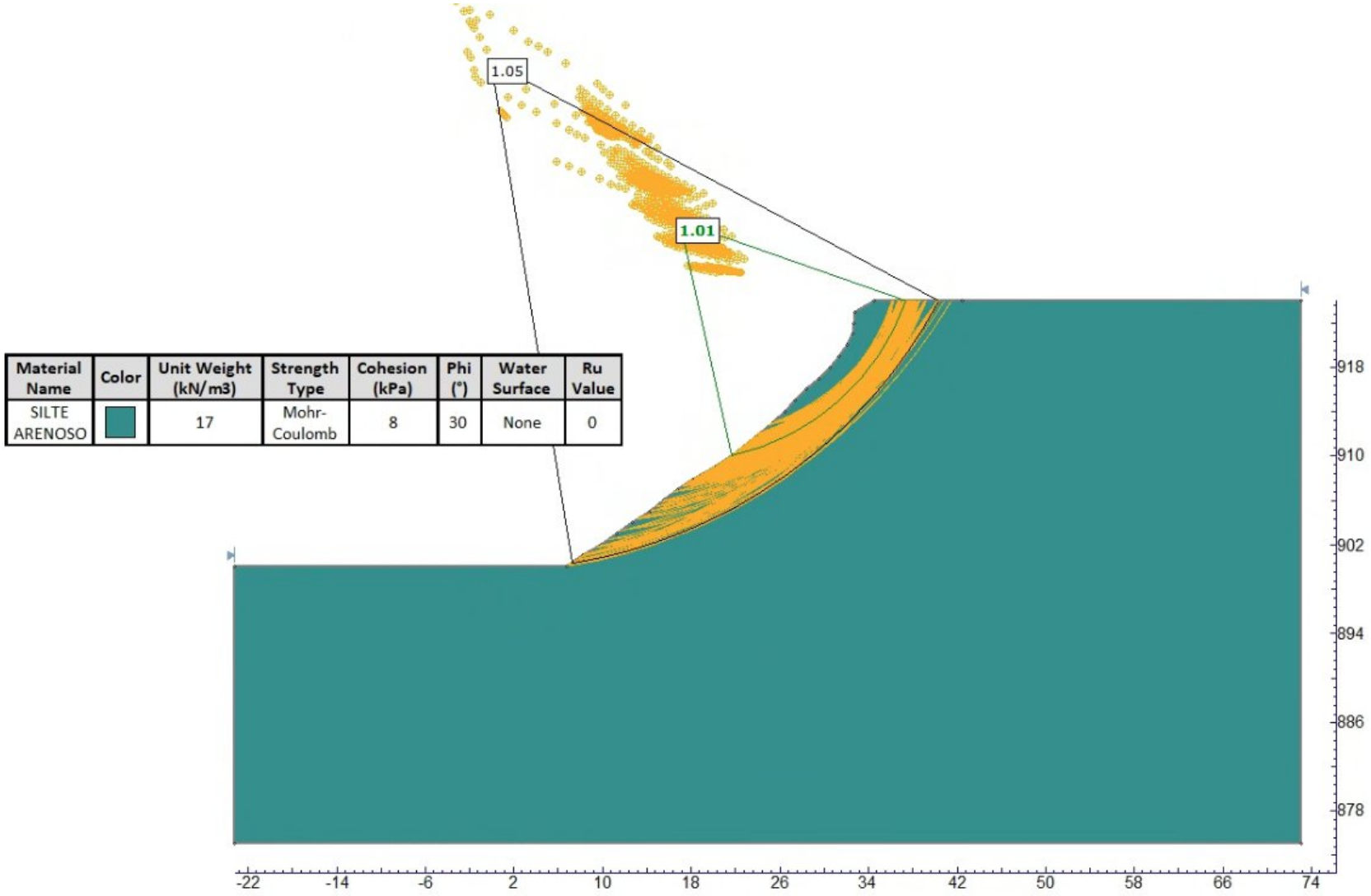
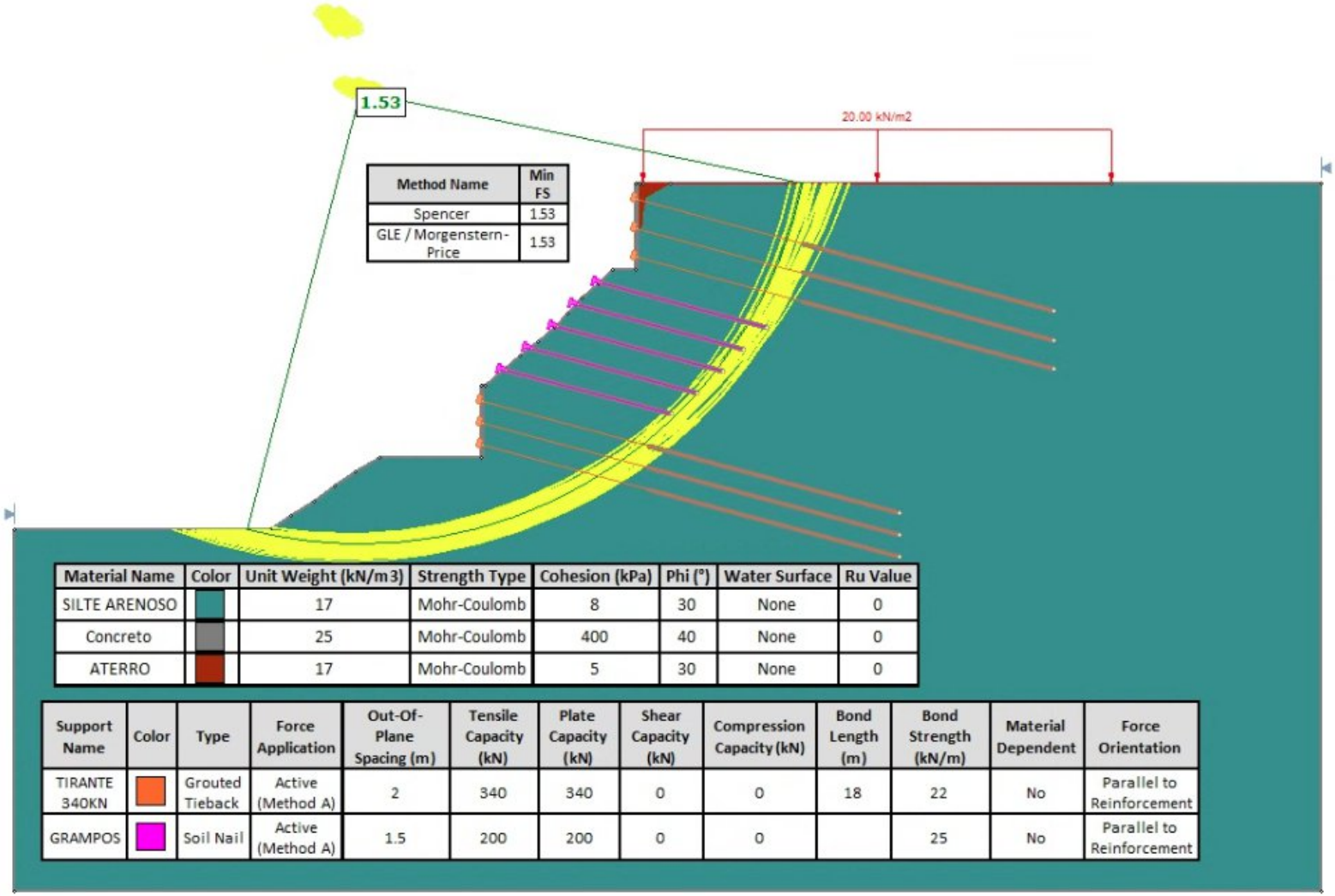


Figura 22 – Retroanálise.



Method Name	Min FS
Spencer	1.53
GLE / Morgenstern-Price	1.53

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Water Surface	Ru Value
SILTE ARENOSO		17	Mohr-Coulomb	8	30	None	0
Concreto		25	Mohr-Coulomb	400	40	None	0
ATERRO		17	Mohr-Coulomb	5	30	None	0

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Plate Capacity (kN)	Shear Capacity (kN)	Compression Capacity (kN)	Bond Length (m)	Bond Strength (kN/m)	Material Dependent	Force Orientation
TIRANTE 340KN		Grouted Tieback	Active (Method A)	2	340	340	0	0	18	22	No	Parallel to Reinforcement
GRAMPOS		Soil Nail	Active (Method A)	1.5	200	200	0	0		25	No	Parallel to Reinforcement

Figura 23 – Seção de análise após tratamento.

11 DIMENSIONAMENTO DA TELA TECCO

O Sistema TECCO® a ser utilizado foi dimensionado utilizando o programa Ruvolum® Versão 1.2 da Geobrugg, fabricante da tela.

A memória de cálculo produzida pelo programa pode ser conferida a seguir, bem como parte dos dados de entrada do programa na Figura 24.

Devido às incertezas associadas as condições de campo como dimensão dos blocos instáveis, grau de alteração da rocha, inclinação do talude, entre outros o comprimento adotado do grampo será de 12,0m.

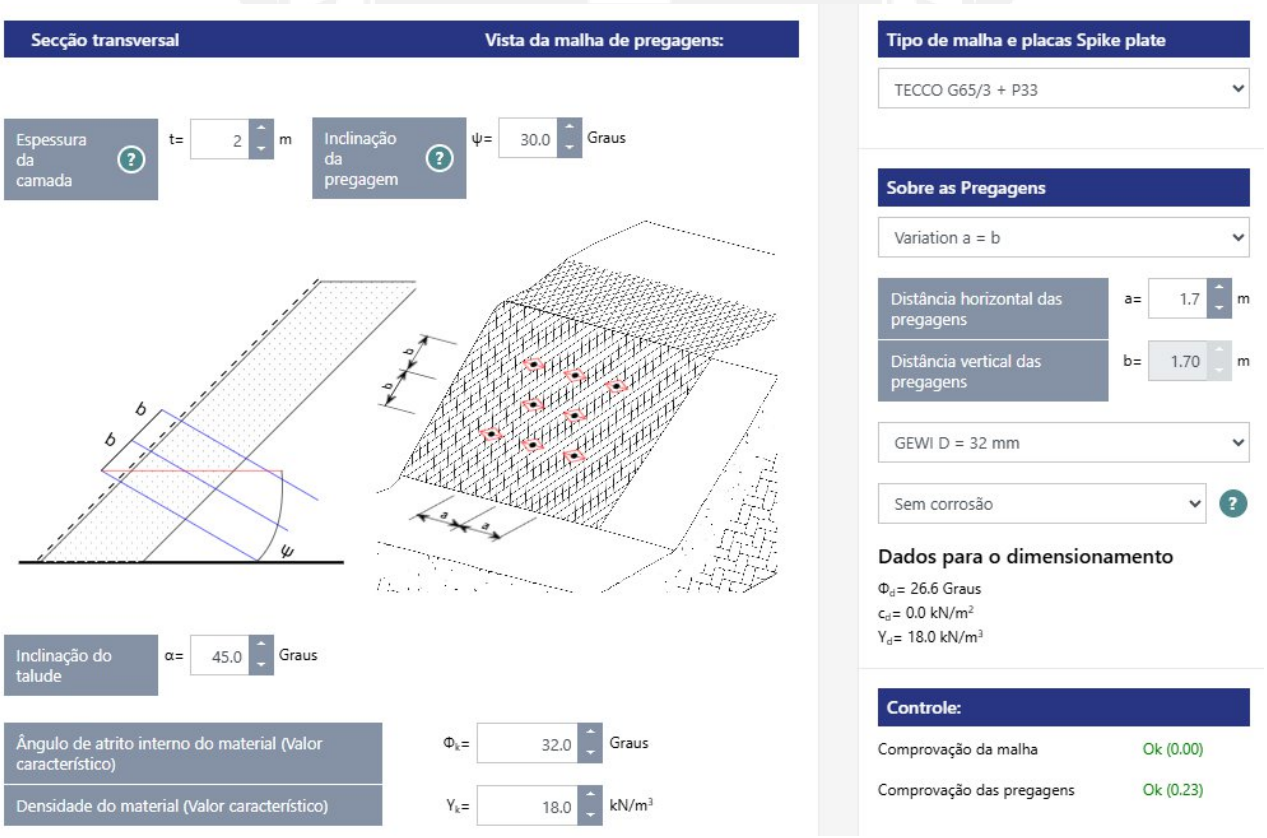


Figura 24 - Dados de entrada parciais do programa.

BRUGG Geobrugg

RUVOLUM® ONLINE TOOL

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

Projecto Nº

Nome do projecto

Data, Autor

Introduzir quantidades			
Inclinação do talude	α=	45.0	Graus
Espessura da camada	t=	2.00	m
Ângulo de atrito interno do material (Valor característico)	Φ_k=	28.0	Graus
Densidade do material (Valor característico)	γ_k=	18.0	kN/m³
Inclinação da pregagem	ψ=	30.0	Graus
Distância horizontal das pregagens	a=	1.50	m
Distância vertical das pregagens	b=	1.50	m

Casos de carga			
Pressão da corrente		Não	
Sismo		Não	
Coeficiente sísmico de aceleração horizontal	ε_h=	0.000	[-]
Coeficiente sísmico de aceleração vertical	ε_v=	0.000	[-]

Padrões e factores de segurança			
Coesão do material (Valor característico)	c_k=	0.0	kN/m²
Raio do cone de pressão, superior	ζ=	0.15	m
Inclinação do cone de pressão em relação à horizontal	δ=	45.0	Graus
Força paralela do talude	Z_d=	5.0	kN
Força de pré-tensionamento do sistema	V=	20.0	kN
Coeficiente de segurança parcial para o ângulo de atrito	γ_ϕ	1.25	[-]
Coeficiente de segurança parcial para a coesão	γ_c	1.25	[-]
Coeficiente de segurança parcial para a densidade	γ_γ	1.00	[-]
Coeficiente de incerteza do modelo	γ_{mod}	1.10	[-]

Dados para o dimensionamento			
	Φ_d=	23.0	Graus
	c_d=	0.0	kN/m²
	γ_d=	18.0	kN/m³

BRUGG Geobrugg

Elementos do sistema		
Tipo de malha aplicada		TECCO G45/2
Tipo de placas Spike plate aplicadas		Sistema de placas de amarração P33
Resistência da malha às tensões paralelas do talude	Z_n=	10.0 kN
Resistência da malha ao punçoamento na direcção das pregagens	D_n=	110.0 kN
Resistência da malha às forças de corte na direcção das pregagens	P_n=	55.0 kN
Alongamento no teste de resistência à tração longitudinal	δ<	6 %

Tipo de pregagens aplicadas		GEWI D = 32 mm
Tomando em consideração a corrosão		Não
Resistência da pregagem à tracção	T_n=	402.0 kN
Resistência da pregagem ao corte	S_n=	232.0 kN
Secção da superfície da pregagem com / sem corrosão	A=	804.0 mm^2

Comprovações	
Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração	Cumpre
Comprovação da malha à transmissão da força z na pregagem	Cumpre
Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude	Cumpre
Comprovação da malha ao punçoamento	Cumpre
Comprovação da pregagem a esforços combinados	Cumpre

Os ensaios apresentados referem-se a investigações sobre instabilidades superficiais. Investigações adicionais são necessárias se existem riscos relacionados com a estabilidade global do talude. Se necessário, o tipo de pregagens e a malha de pregagens têm de ser adaptadas.

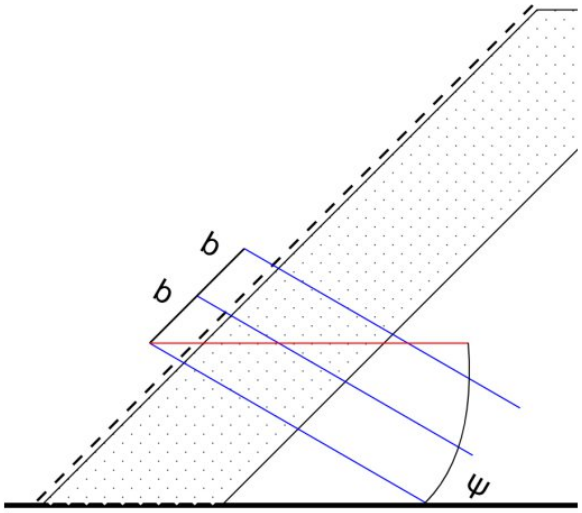
Investigação de instabilidades locais entre pregagens simples		
Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração		
Esforço máximo da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (nível de dimensionamento)	P_d=	0.4 kN
Espessura do mecanismo deslizante decisivo	t_m=	0.45 m
Resistência da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (valor característico)	P_n=	55.0 kN
Coeficiente de correcção ao corte na direcção das pregagens	γ_m=	1.5 [-]
Valor da resistência da malha ao corte	P_n/γ_m=	36.7 kN
Comprovação da capacidade de segurança:	P_d<=P_n/γ_m	Cumpre
Comprovação da malha à transmissão da força z na pregagem		
Força paralela ao talude tomada em consideração para as condições de equilíbrio	Z_d=	5.0 kN
Resistência da malha às forças paralelas ao talude	Z_n=	10.0 kN
Coeficiente de correcção da componente da força Z paralela ao talude	γ_m=	1.5 [-]
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	Z_n/γ_m=	6.7 kN
Comprovação da capacidade de segurança:	Z_d<=Z_n/γ_m	Cumpre

BRUGG Geobrugg

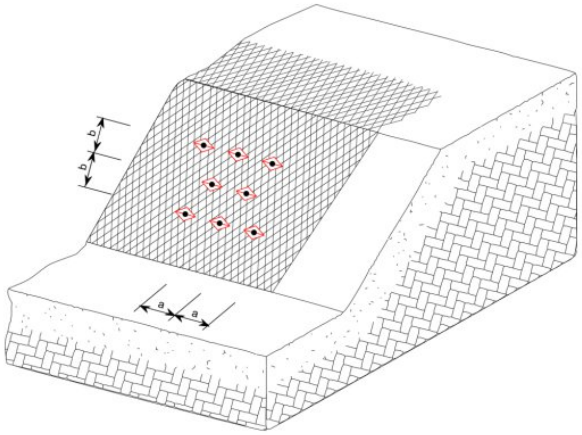
Investigação de instabilidades paralelas ao talude		
Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude		
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	$V=$	20.0 kN
Factor de carga para a influência da pré-tensão	$\gamma_{av}=$	0.8 [-]
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	$V_{av}=$	16.0 kN
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{av}	$S_d=$	25.0 kN
Resistência da pregagem ao corte	$S_R=$	232.0 kN
Coeficiente de correcção da resistência ao corte da pregagem	$\gamma_{SR}=$	1.5 [-]
Valor de cálculo de resistência da pregagem ao corte	$S_R/\gamma_{SR}=$	154.7 kN
Comprovação da capacidade de segurança:	$S_d<=S_R/\gamma_{SR}$	Cumpre
Comprovação da malha ao punçoamento		
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	$V=$	20.0 kN
Factor de carga para a influência da pré-tensão	$\gamma_{av}=$	1.5 [-]
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	$V_{av}=$	30.0 kN
Resistência da malha aos esforços na direcção das pregagens	$D_R=$	110.0 kN
Coeficiente de correcção da resistência por punçoamento	$\gamma_{DR}=$	1.5 [-]
Valor de cálculo da resistência à tracção da pregagem	$D_R/\gamma_{DR}=$	73.3 kN
Comprovação da capacidade de segurança:	$V_{av} <= D_R/\gamma_{DR}$	Cumpre
Comprovação da pregagem a esforços combinados		
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	$V=$	20.0 kN
Factor de carga para a influência da pré-tensão	$\gamma_{av}=$	0.8 [-]
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	$V_{av}=$	16.0 kN
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão	$\gamma_{av}=$	1.5 [-]
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	$V_{av}=$	30.0 kN
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{av}	$S_d=$	25.0 kN
Resistência máxima da malha ao corte	$P_d=$	0.4 kN
Resistência da pregagem à tracção	$T_R=$	402.0 kN
Resistência da pregagem ao corte	$S_R=$	232.0 kN
Coeficiente de correcção da resistência à tracção	$\gamma_{TR}=$	1.5 [-]
Coeficiente de correcção da resistência ao corte	$\gamma_{SR}=$	1.5 [-]
Comprovação da capacidade de segurança: $\{[V_{av}/(T_R/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2\}^{0.5} <= 1.0$	0.20	Cumpre
Comprovação da capacidade de segurança: $\{[P_d/(T_R/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2\}^{0.5} <= 1.0$	0.16	Cumpre
Valor de cálculo para a força de tração estática equivalente no grampo	$T_d=$	58.8 kN

BRUGG Geobrugg

Secção transversal		
Espessura da camada	t=	2.00 m
Inclinação da pregagem	ψ=	30.0 Graus
Inclinação do talude	α=	45.0 Graus



Vista da malha de pregagens:



11.1 DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS GRAMPOS

Serão utilizados grampos com diâmetro de 32mm (GEWI), sendo que a carga máxima dimensionada segundo as recomendações da NBR-16920-2 – “Muros e taludes em solos reforçados - Parte 2: solos grampeados” é apresentada na sequência abaixo. A resistência do grampo será evidenciada na Tabela 11.

Para a determinação da resistência do grampo, é necessário considerar o sistema de proteção contra a corrosão da armação do grampo. Sendo assim, a NBR 16920-2 / 2021 destaca a relação dentre a espessura de sacrifício a ser adotada e a classe de agressividade do meio para dada vida útil estimada, conforme Tabela 10.

Tabela 10 – Redução por corrosão superficial da armação em função do meio e da vida útil (NBR 16920-2 / 2021).

MEIO	TIPO DE SOLO	VIDA ÚTIL		
		5 ANOS	25 ANOS	50 ANOS
NÃO AGRESSIVO	Solos Naturais Inalterados	0	0,3	0,6
	Aterros compactados (areia, silte, argila, etc.)	0,09	0,35	**0,6**
	Aterros não compactados (areia, silte, argila, etc.)	0,18	0,7	1,2
AGRESSIVOS	Solos naturais poluídos e regiões industriais	0,15	0,75	1,5
	solos naturais (pântano, turfa, solos orgânicos)	0,2	1	1,75
	Aterros não compactados ou compactados (cinzas, escórias, etc.)	0,5	2	3,25
NOTA: considera-se meio agressivo o solo que apresente pH igual ou menor a 5 ou solo orgânico				

Dada a consideração da espessura de sacrifício, é possível utilizar a equação abaixo para determinar a resistência à tração do grampo.

$$T_{max} = \sigma_{adm} \times S_{aço}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} = resistência característica do aço à tração

σ_{adm} = tensão admissível

γ_S= 1,15 (coeficiente de ponderação da resistência do aço).

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1{,}15}$$

$$S_{aço,(32mm)} = \frac{\pi \times {D_{efet}}^2}{4} = \frac{\pi \times (3{,}2 - 0{,}06)^2}{4} = 7{,}45\ cm^2$$

Tabela 11 – Carga máxima dos grampos.

Tipo de Aço	Diâmetro Nominal da barra (mm)	T. Escoamento / Ruptura (MPa)	Resistência à tração (kN)
GEWI	32	500/550	320

11.2 COMPRIMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM

Foram feitos dois dimensionamentos, sendo o primeiro para aderência entre a calda de cimento e o aço, conforme procedimento e prescrições da NBR 6118, e o segundo para aderência entre a calda e o solo.

Para dimensionamento das ancoragens os requisitos para os materiais empregados na execução dos tirantes são:

- Aço: CA 50A ou superior, diâmetro de 32mm – ABNT NBR 7480;

- Calda de cimento: Fator água cimento igual ou inferior a 0,5 resistência aos 7 dias igual ou superior a 25 MPa – ABNT NBR 7681.

11.2.1 ADERÊNCIA CALDA-AÇO

Para as barras de 32mm de diâmetro: (500/550)

- $L_b = \frac{\phi}{4}\frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 48\,\emptyset \;\rightarrow$ Comprimento necessário para ancoragem da barra;
- $f_{yd} = 500/1{,}15 = 435\ \text{MPa}$
- $f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$
  - $\eta_1 = 2{,}25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3 da NBR 6118:2023)
  - $\eta_2 = 0{,}7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1 da NBR 6118:2023)
  - $\eta_3 = \frac{132-\phi}{100} = \frac{132-32}{100} = 1{,}0$, para $\phi \geq 32\text{mm}$
- $f_{ctd} = f_{ctk,\,inf}/\gamma_c$
- $f_{ctk,\,inf} = 0{,}7\, f_{ct,m}$
- $f_{ct,m} = 0{,}3\, f_{ck}^{2/3}$
- $f_{ct,m} = 0{,}3 \times 30^{2/3} = 2{,}90\ \text{MPa}$
- $f_{ctk,inf} = 0{,}7 \times 2{,}90 = 2{,}03\ \text{MPa}$
- $f_{ctd} = 2{,}03/1{,}4 = 1{,}45\ \text{MPa}$

- $f_{bd} = 2{,}25 \times 0{,}7 \times 1{,}0 \times 1{,}45 = 2{,}28\ \text{MPa}$
- $L_b = \frac{32}{4}\frac{435}{2{,}28} = 1526\ \text{mm} = 1{,}53\ \text{m}$

11.3 TIRANTES

11.3.1 COMPRIMENTO DOS TIRANTES – TRECHO LIVRE

Foi utilizada a **NBR5629** para a definição do trecho livre. De acordo com a norma, é caracterizado como: Distância entre o ponto de aplicação da carga até o início do comprimento ancorado.

Para este projeto de estabilização, a definição do trecho livre se baseou em dois objetivos: avançar o limite da superfície de ruptura de modo a garantir o bulbo em trecho estável e bulbo de ancoragem em rocha.

Através dos resultados das análises de estabilidade e dos perfis geológico-geotécnicos, os dois critérios estão sendo atendidos quando possíveis.

Deve-se apenas levar em consideração o comprimento mínimo exigido pela norma para a fixação por porca, definido em no mínimo 3,0m.

11.3.2 COMPRIMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM

Foram feitos dois dimensionamentos, sendo o primeiro para aderência entre a calda de cimento e o aço, conforme procedimento e prescrições da NBR 6118, e o segundo para aderência entre a calda e o solo/rocha.

Para dimensionamento das ancoragens os requisitos para os materiais empregados na execução dos grampos são:

- Aço: CA 50A ou superior – ABNT NBR 7480;

- Calda de cimento: Fator água cimento igual ou inferior a 0,5 resistência aos 7 dias igual ou superior a 25 MPa – ABNT NBR 7681.

A carga de trabalho T_{trab} no tirante foi estimada da seguinte forma:

$$T_{trab} = \frac{f_{yd}}{FS} \cdot A = \frac{950/1{,}15}{1{,}5} \cdot 8{,}04 \cdot 10^{-4} = 442kN \approx 440kN$$

11.3.3 ADERÊNCIA CALDA-AÇO

Para as barras de 32mm de diâmetro: (950/1050)

- $L_b = \frac{\phi}{4}\frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\emptyset \rightarrow$ Comprimento necessário para ancoragem da barra;
- $f_{yd} = 950/1{,}15 = 826\ \text{MPa}$
- $f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$
  - $\eta_1 = 2{,}25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3 da NBR 6118:2014)
  - $\eta_2 = 0{,}7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1 da NBR 6118)
  - $\eta_3 = \frac{132-\phi}{100} = \frac{132-32}{100} = 1{,}0$, para $\phi \geq 32\text{mm}$
- $f_{ctd} = f_{ctk,\,inf}/\gamma_c$
- $f_{ctk,\,inf} = 0{,}7\ f_{ct,m}$
- $f_{ct,m} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$
- $f_{ct,m} = 0{,}3 \times 30^{2/3} = 2{,}90\ \text{MPa}$
- $f_{ctk,inf} = 0{,}7 \times 2{,}90 = 2{,}03\ \text{MPa}$
- $f_{ctd} = 2{,}03/1{,}4 = 1{,}45\ \text{MPa}$
- $f_{bd} = 2{,}25 \times 0{,}7 \times 1{,}0 \times 1{,}45 = 2{,}28\ \text{MPa}$
- $L_b = \frac{32}{4}\frac{826}{2{,}28} = 2898\ \text{mm} = 2{,}9\ \text{m}$

11.3.4 COMPRIMENTO ANCORADO NO SOLO

O dimensionamento do trecho ancorado contra o arrancamento da ancoragem, é baseado na seguinte expressão:

- $T_{bulbo} = T_{máx} = q_s \pi\ D\ L_b$
- $D =$ Diâmetro do trecho ancorado – 100 mm;
- L_b – Comprimento ancorado;
- q_s – Atrito unitário no contato calda/solo;

A carga de trabalho considerada no projeto geotécnico é de 340 kN. As cargas máximas de ensaio (T_{ensaio}) e de trabalho ($T_{trabalho}$) são obtidas pelas seguintes equações:

$T_{ensaio} = 0{,}9\ f_{yk}\ A_s$ (até 90% de sua carga de escoamento característica do aço).

$T_{trabalho} = T_{ensaio}/\ FS\ (FS = 1{,}75)$

Onde: f_{yk} é a tensão de escoamento característica do aço, A_s é a área da seção transversal útil da barra, descontando-se a parcela perdida pela rosca no caso de seção reduzida e FS o fator de segurança. Os fatores 0,9 e 1,75, aplicados nas equações anteriores, correspondem aos fatores de segurança para as ancoragens permanentes prescritos pela norma ABNT NBR 5629.

No dimensionamento de tirantes, a serem utilizados como medidas mitigadoras para estabilização do talude instável, foram analisadas as sondagens realizadas no local para estabelecer valores unitários do atrito solo-tirante (q_s). Esse valor foi estimado utilizando formulação retirada do Manual da GEORIO – Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de janeiro:

$$q_s = \sigma_z' \cdot K_f \text{ (em kPa)}$$

Os valores dos comprimentos de ancoragem mínimos podem ser conferidos abaixo.

Tabela 12 – Coeficiente de ancoragem Kf.

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito Compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Tabela 13 – Tirantes: Valores do comprimento de ancoragem Lb – solo.

Solução	Kf	qs (kPa)	Tmáx (kN)	Lb (m)
Cortina	1,0 (silte)	110	595	18,0

11.3.5 DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS TIRANTES

Serão utilizados tirantes com diâmetro de 32mm (DYWIDAG ST 95/105), sendo que a carga máxima dimensionada segundo as recomendações da NBR-5629 – “Tirantes ancorados no terreno – Projeto e Execução” é apresentada na sequência abaixo. As cargas de trabalho são apresentadas na Tabela 14.

O esforço máximo T_{max} em que os tirantes permanentes podem ser submetidos:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times 0{,}9$$

f_{yk} = resistência característica do aço ao escoamento

σ_{adm} = tensão admissível

γs= 1,75 (coeficiente de ponderação da resistência do aço de tirante permanente). Para tirantes em situação provisória (1,50) ou ensaio (1,20), os ponderadores são diferentes.

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1{,}75} \times 0{,}9$$

$$S_{aço,32mm} = \frac{\pi \times D_{efet}{}^2}{4} = \frac{\pi \times (3{,}2)^2}{4} = 8{,}04cm^2$$

$$T_{max} = \sigma_{adm} \times S_{aço}$$

Tabela 14 – Carga máxima dos tirantes.

Diâmetro nominal da barra (mm)	Tensão de escoamento - f_y *(MPa)*	Tensão de ruptura - f_u *(MPa)*	Carga de Trabalho (kN)	Carga Máxima de Ensaio (kN)
32	950	1050	340	595

12 DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE DRENAGEM

Para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem foi considerada a área de contribuição apresentada na Tabela 15 e na Figura 25, divididas conforme disposição das microbacias.

Tabela 15 – Área de influência dos pontos.

Intervenção	Área de contribuição (m²)
	560,00



Figura 25 – Área de contribuição.

12.1 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (TC)

Tempo de Concentração é o tempo necessário para que todos os pontos da bacia contribuam com vazões simultaneamente para a seção mais a jusante.

Como as bacias estudadas possuem área inferior a 80ha (oitenta hectares), podemos usar a fórmula de Kirpich, recomendada para áreas pequenas de bacia.

$$tc = 0{,}01947\ x\left(\frac{L^{0,77}}{i^{0,385}}\right)$$

Sendo:

Tc = tempo de concentração (min);

L = Comprimento do talvegue ou rede contribuinte (m);

i = Declividade média (m/m);

Para a drenagem dos pontos em questão, o tempo de concentração foi estimado, considerando os valores abaixo indicados, definidos a partir de levantamento topográfico do local, pela definição das áreas de contribuição e pontos de deságue do sistema de drenagem superficial:

Tabela 16 – Dados e resultado para a equação do tempo de concentração.

Local:	Teresópolis				
Área	L (m)	Cota (m)		i (m/m)	tc (min)
		Mont.	Jus.		
Intervenção	20,0	988,0	974,0	0,70	0,22

Com a Tabela 16, foi encontrado o tempo de concentração para as intervenções pospostas. O tempo de concentração máximo ficou abaixo de 1 minutos. No entanto, será considerado para o projeto de drenagem superficial o tempo de 5 minutos.

12.2 TEMPO DE RECORRÊNCIA

Os métodos de cálculo da vazão, bem como as diretrizes e a metodologia para a determinação dos tempos de recorrência, dos tempos de concentração, os coeficientes de deflúvio e das descargas das bacias de contribuição foram seguidas as recomendações do Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem, do DNIT, Edição 2005.

Definidas as curvas das chuvas, passou-se à fixação dos períodos de recorrência, a qual envolve o conceito de “coeficiente de segurança” que se queira prestar às obras de drenagem. A um maior período de recorrência correspondente uma menor probabilidade de ocorrência de um afluxo às obras de drenagem superior ao previsto.

De acordo com as instruções de serviços definidos no Edital, foram adotados os seguintes parâmetros:

Tabela 17 – Período de Recorrência

Tipo de Obra	Período de Recorrência (T)
Drenagem superficial	5 a 10 anos
Drenagem subsuperficial	10 anos
Bueiros e redes tubulares	15 anos (canal) e 25 anos (orifício)
Bueiros celulares	25 anos (canal) e 50 anos (orifício)
Pontilhão	50 anos
Ponte	100 anos

12.3 INTENSIDADE DE CHUVA (I)

Para a intensidade de chuva, foi utilizado o software Pluvio2.1, disponibilizado pela Universidade Federal de Viçosa. Neste consta a equação IDF da área aproximada onde será feita a intervenção.

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d}$$

Sendo:

i = intensidade da chuva (mm/h);

T = tempo de retorno (anos);

t = duração da precipitação (minutos);

a, b, c, d = parâmetros da equação.

No caso da área de estudo, os parâmetros da equação Intensidade-duração-frequência (IDF) são:

Tabela 18 – Parâmetros da equação.

TERESÓPOLIS	
a	9753,693
b	0,212
c	41,613
d	1,140

*Para durações de 5 minutos a 2 horas.

Com os parâmetros da equação, é possível plotar as curvas IDF para os diferentes tempos de retorno, sendo essa expressa na Figura 26

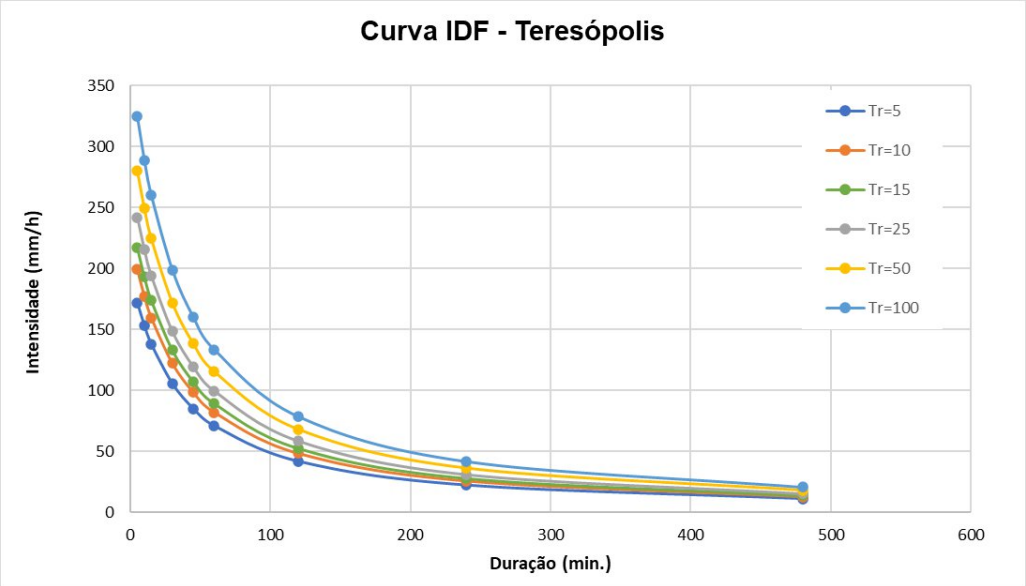


Figura 26 – Curva IDF.

Tabela 19 – Intensidade pluviométrica Teresópolis – RJ.

INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA (mm/h)										
T (anos)	t (duração da precipitação)									
	0,08 h	0,17 h	0,25 h	0,5 h	0,75 h	1 h	2 h	4 h	8 h	24 h
	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	45 min.	60 min.	120 min.	240 min.	480 min.	1440 min.
5	171,9	153,0	137,7	105,4	84,8	70,7	41,7	22,1	11,0	3,3
10	199,1	177,3	159,5	122,0	98,2	81,9	48,3	25,6	12,7	3,9
15	217,0	193,2	173,9	133,0	107,1	89,2	52,6	27,9	13,8	4,2
25	241,8	215,3	193,7	148,2	119,3	99,5	58,6	31,1	15,4	4,7
50	280,1	249,3	224,4	171,7	138,2	115,2	67,9	36,0	17,8	5,4
100	324,4	288,8	259,9	198,8	160,1	133,4	78,6	41,7	20,7	6,3

12.4 VAZÕES DE PROJETO

Dado as dimensões das bacias, será utilizado o método racional, que possui como premissa que o pico de vazão ocorre quando toda a bacia está contribuindo, sob a influência de uma precipitação de intensidade constante e uniformemente distribuída em toda a bacia.

O método é definido analiticamente pela seguinte expressão:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{360}$$

Sendo:

Q = vazão de projeto (m³/s);

C = Coeficiente de escoamento superficial;

i = Intensidade de chuva (mm/h);

A = Área da bacia contribuinte (ha).

O coeficiente C foi obtido com o auxílio da Tabela 20 do documento Critérios de Projeto de Drenagem, da Fundação Rio Águas, da Prefeitura do Rio de Janeiro.

Para determinar o coeficiente C, é admitido a média ponderada das tipologias das áreas junto com o escoamento superficial da área em questão, a fim de alcançar o coeficiente de escoamento superficial resultante.

Tabela 20 – Coeficiente de escoamento superficial (*Runoff*) – *"C"*

Tipologia da área de drenagem	*Coeficiente de escoamento superficial*
Áreas sem melhoramentos ou naturais	
grama, em solo arenoso, declividade baixa < 2%	0,05 - 0,10
grama, em solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 - 0,15
grama, em solo arenoso, declividade alta > 7%	0,15 - 0,20
grama, em solo argiloso, declividade baixa < 2%	0,13 - 0,17
grama, em solo argiloso, declividade média 2% < S < 7%	0,18 - 0,22
grama, em solo argiloso, declividade alta > 7%	0,25 - 0,35
florestas com declividade <5%	0,25 – 0,30
florestas com declividade média entre 5% e 10%	0,30 – 0,35
florestas com declividade >10%	0,45 – 0,50
capoeira ou pasto com declividade <5%	0,25 – 0,30
capoeira ou pasto com declividade entre 5% e 10%	0,30 – 0,36
capoeira ou pasto com declividade > 10%	0,35 – 0,42
Asfalto	0,70 – 0,95
Concreto	0,80 – 0,95
Telhado	0,75 – 0,95

Para o cálculo da vazão máxima de cada área de intervenção, será adotado o tempo de retorno igual a 25 anos e duração de 5 minutos, o que retorna uma intensidade de 199,1 mm/h.

A vazão máxima de cada área de intervenção pode ser consultada a seguir:

Tabela 21 – Vazão por intervenção.

Intervenção	Área (m²)	C (*Runoff*)	Vazão ($Q_{máx}$) *m³/s*
	560,00	0,60	0,19

12.4.1 CANALETA RETANGULAR

Para o dimensionamento da canaleta retangular, será adotado o caso crítico, indicado na

. Será utilizado a fórmula de Manning, que se baseia no conceito de escoamento livre para dimensionar a vazão desse conduto.0

Além disso, para o dimensionamento será utilizado a premissa de que b=0,30m, e Z=0,0 (canaleta retangular) com a finalidade de encontrar a altura da canaleta (y), por meio do ábaco, representando na Figura 27.

$$\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}} = \frac{Q \times n}{\sqrt{S}} = \frac{Q \times 0{,}014}{\sqrt{S}}$$

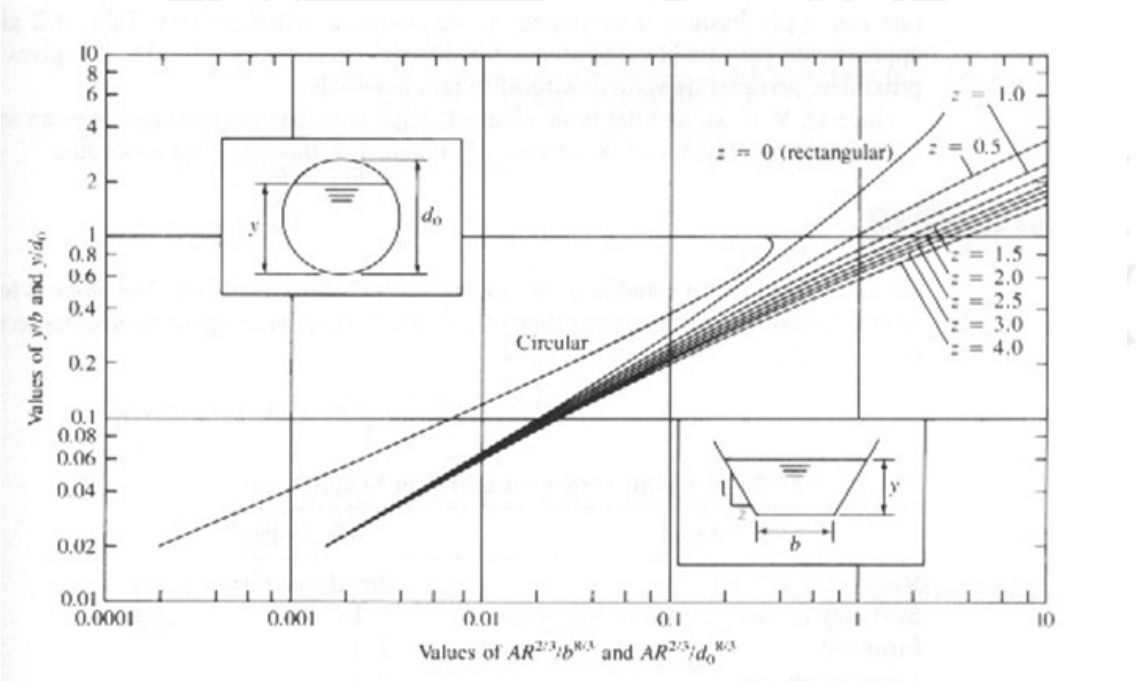


Figura 27 – Ábaco para a fórmula de Manning - Retangular.

Com os dados da vazão é possível se utilizar a equação de Manning e da continuidade para verificar a velocidade atuante no conduto.

$$v = \frac{0{,}58}{\eta^{0{,}75}}(Q^{\frac{1}{4}} \times I^{\frac{3}{8}})$$

Para a canaleta adotada em projeto, será considerado como material o concreto que possui velocidade admissível máxima de 4,5 m/s. Assumindo, η = 0,014.

Realizada as premissas, é possível verificar o dimensionamento, bem como as verificações na Tabela 22.

Tabela 22 – Dimensionamento da canaleta retangular.

DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE DRENAGEM														
I (mm/h)		199,10		T (anos)		10	Tc (min.)		5					
Especificação	Área		Cota de montante	Cota de jusante	Comprimento	Runoff	Vazão atuante	Vazão portante máx.	Inclinação	Velocidade	Hw/d	Verificação	
	m²		m	m	m	c	m³/s	m³/s	S %	m/s		V m/s	Q m³/s
CRC	1	560,0	988,0	974,0	20,0	0,60	0,02	0,51	6,7	1,57	0,12	Ok!	Ok!

De base do dimensionamento e verificação, é possível concluir que a canaleta retangular adotada em projeto está adequada.

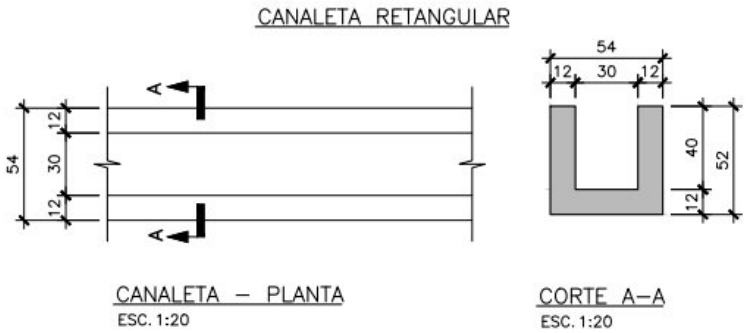


Figura 28 – Canaleta de drenagem adotado em projeto.

12.4.2 ESCADA HIDRÁULICA

Para o dimensionamento das escadas hidráulicas, será adotado o caso crítico e considerado que a escada hidráulica será destinada a conduzir esta vazão.

Será utilizado o critério baseado no modelo de Chanson, dado pelas expressões a seguir:

$$y_c = 0{,}467 \times \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

$$v_c = \frac{Q}{b \times y_c}$$

Sendo:

y_c = altura crítica, em metros;

Q = vazão contribuinte, em m³/s;

b = largura da escada hidráulica, em metros;

v_c = velocidade crítica, em m/s².

Com os dados da vazão e da altura crítica, é possível obter a velocidade crítica. Para a escada hidráulica adotada em projeto, será considerado como material o concreto que possui velocidade admissível máxima de 4,5 m/s.

Realizada as premissas, é possível verificar o dimensionamento, bem como as verificações na Tabela 23.

Tabela 23 – Dimensionamento Escada Hidráulica.

DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE DRENAGEM														
I (mm/h)			199,1		T (anos)		10	Tc (min.)		5				
Especificação	Identificação	Área	Cota de montante	Cota de jusante	Comprimento	Runoff	Vazão atuante	Vazão portante máx.	Inclinação	Velocidade	Hw/d	Verificação	
		m²	m	m	m	c	m³/s	m³/s	S (%)	m/s		V (m/s)	Q (m³/s)
DAD 80-50	1	560,0	988,0	974,0	20	0,60	1,13	2,77	70,0	2,3	0,40	Ok!	Ok!

De base do dimensionamento e verificação, é possível concluir que as escadas hidráulicas, adotadas em projeto, estão adequadas.

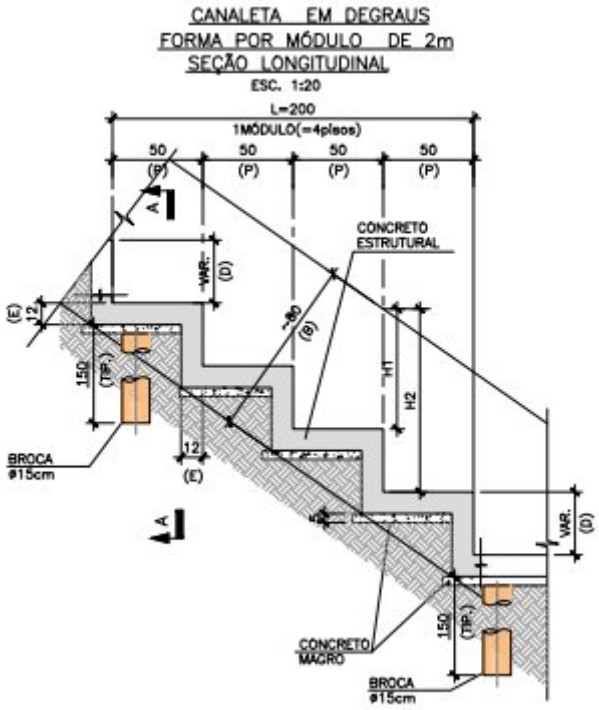


Figura 29 – Escada hidráulica adotada em projeto.

13 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base nas análises de estabilidade global realizadas para as soluções propostas, verifica-se que as obras previstas para o local apresentam os respectivos fatores de segurança adequados sob o ponto de vista das prescrições da NBR 11682.

O método executivo deverá ser adequado as condicionantes e características geotécnicas locais, visando a segurança durante a execução da obra.

As intervenções deverão ser executadas preferencialmente em época seca de modo a reduzir risco de agravamento das erosões e evitar eventuais complicações causadas pelo fluxo de água da drenagem existente;

14 TERMO DE ENCERRAMENTO

O presente volume, denominado Projeto Básico de Contenção, contemplando estabilização de encosta situada na Zenobio da Costa, Setor 6 (Ponto 2), no município de Teresópolis – RJ, possui 53 páginas (inclusive esta), numeradas sequencialmente em ordem crescente.