

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Fábio Conterato**

**PROJETO DE ESTABILIDADE DE TALUDE RODOVIÁRIO**

Porto Alegre

Julho 2019

**FÁBIO CONTERATO**

**PROJETO DE ESTABILIDADE DE TALUDE RODOVIÁRIO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Luiz Antônio Bressani**

Porto Alegre

Julho 2019

**FÁBIO CONTERATO**

**PROJETO DE ESTABILIDADE DE TALUDE RODOVIÁRIO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2019

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)**  
Ph.D. pelo Imperial College, University of London  
Orientador

**Prof. Álisson Silveira Sachetti (FGS Geotecnia)**  
MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. César Alberto Ruver**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais Ana Maria e Antônio  
(em memória) e a meus irmãos Eliane e Leandro

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a minha família, em especial aos meus pais e meus irmãos que sempre me incentivaram.

Agradeço ao Professor Luiz Antônio Bressani pela orientação deste trabalho e por todo o conhecimento transmitido.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul por tudo que foi fornecido a mim durante o período da graduação.

Agradeço a todos os amigos e colegas que sempre estiveram comigo durante o curso.

Agradeço à FGS Geotecnia pelo aprendizado adquirido e pela disponibilização de dados para poder realizar este trabalho.

Os que se encantam com a prática sem a ciência são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino.

*Leonardo da Vinci*

## RESUMO

Este trabalho trata do projeto de estabilidade de um talude rodoviário localizado na RS-020. O mesmo apresentou pequenas movimentações que causaram problemas de tráfego da rodovia. O material do estudo tem características coluvionares e o desencadeamento do processo de instabilização está diretamente relacionado com o aumento do nível de água no interior do maciço. Foram dimensionadas duas soluções de estabilização, a primeira é constituída por um binários de microestacas injetadas, enquanto que a segunda é uma solução mista que associa tirantes mais microestacas injetadas. O projeto também contemplou a reabilitação da drenagem existente. A solução que utiliza somente microestacas injetadas resultou em um custo de aproximadamente 1,2 milhões de reais, enquanto que a solução que associa tirantes mais microestacas injetadas resultou em um custo de 970 mil reais. Como forma de inserir uma componente ambiental ao trabalho, foi feita a quantificação da emissão de CO<sub>2</sub> para ambas as soluções, resultando na emissão de 210 toneladas de CO<sub>2</sub> para a solução com microestacas injetadas e 150 toneladas de CO<sub>2</sub> para a solução com microestacas mais tirantes.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes. Microestacas Injetadas. Quantificação de CO<sub>2</sub>.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Localização da área de estudo sobre imagem de satélite (CPRM – GeoSGB) .....	15
Figura 2: Geologia da área de estudo (CPRM, 2004) .....	16
Figura 3: Pedologia da área de estudo (adaptado de INDE, 2018).....	17
Figura 4: Vista geral da área.....	19
Figura 5: Vista geral da lateral de montante da rodovia (esquerda) e vista do aterro (direita)	20
Figura 6: Vista da entrada do bueiro (esquerda) e vista da saída do bueiro (direita) .....	20
Figura 7: Danificações observadas no bueiro.....	20
Figura 8: Aberturas observadas no bueiro.....	21
Figura 9: Localização dos ensaios sobre a planta baixa topográfica .....	22
Figura 10: Perfil geotécnico de estudo.....	23
Figura 11: Envoltória de resistência para o solo do colúvio ensaiado em laboratório .....	23
Figura 12: Resultado da retroanálise – método de Morgenstern-Price.....	25
Figura 13: Representação do piezômetro instalado .....	26
Figura 14: Posição dos piezômetros em relação ao aterro da rodovia .....	27
Figura 15: Tabela para definição do FS mínimo, segundo a NBR 11682/2009.....	28
Figura 16: Determinação da força necessária para obter o FS pretendido.....	29
Figura 17: Forças que atuam em uma microestaca (adaptado de FHWA, 2005).....	31
Figura 18: Disposição das microestacas em relação à superfície de ruptura .....	32
Figura 19: Variação de H em função de $\psi$ .....	32
Figura 20: Resultado da análise em elementos finitos (deslocamentos exagerado) .....	35
Figura 21: Variação do momento ao longo do perfil das microestacas .....	36
Figura 22: Comportamento das estacas para atuação do momento fletor e esforço axial .....	37
Figura 23: Seção transversal das microestacas.....	37
Figura 24: Seção tipo geral da solução .....	38
Figura 25: Detalhes e vista superior da solução .....	39
Figura 26: Determinação da força necessária para obter o FS pretendido.....	40
Figura 27: Disposição das microestacas em relação à superfície crítica .....	41
Figura 28: Variação de H em função de $\psi$ .....	42
Figura 29: Resultado da análise em elementos finitos (deslocamentos exagerado) .....	45
Figura 30: Distribuição dos momentos fletores ao longo do estaca .....	45
Figura 31: Comportamento das estacas para atuação do momento fletor e esforço axial .....	46
Figura 32: Seção transversal das microestacas.....	47

Figura 33: Seção tipo geral da solução .....	48
Figura 34: Detalhes e vista superior da solução .....	49
Figura 35: Coeficiente C por R. Peltier e J.L. Bonneenfant, adaptado de Jabor (2018).....	50
Figura 36: Área de contribuição (imagem do Google Earth).....	50
Figura 37: Curva IDF calculada da estação 2950063 - Vila Tainhas .....	51
Figura 38: Valores de coeficiente de rugosidade, adaptado de ABTC (2004).....	52
Figura 39: Diâmetros de perfuração para instalação de tubos de PEAD .....	52
Figura 40: Detalhe da instalação dos tubos de drenagem .....	53
Figura 41: Emissões por categorias de materiais.....	58
Figura 42: Emissões por categorias de materiais.....	59

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2: Parâmetros de solos coluvionares e residuais (Perazzolo, 2003) .....	24
Tabela 3: Parâmetros residuais de solos coluvionares e residuais (Perazzolo, 2003) .....	24
Tabela 4: Parâmetros dos materiais utilizados na retroanálise. ....	26
Tabela 5: Medidas piezométricas realizadas .....	27
Tabela 6: Valores para avaliação do fluxo plástico .....	34
Tabela 7: Propriedades dos materiais adotados na análise numérica .....	35
Tabela 8: Valores para avaliação do fluxo plástico .....	43
Tabela 9: Propriedades dos materiais adotados na análise numérica .....	44
Tabela 10: Emissões de CO <sub>2</sub> por materiais e serviços – microestacas.....	57
Tabela 11: Emissões de CO <sub>2</sub> por materiais e serviços –microestacas e tirantes.....	58

## SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO.....	13
2	INTRODUÇÃO.....	14
2.1	LOCALIZAÇÃO DA ÁREA.....	14
3	GEOLOGIA E PEDOLOGIA.....	15
3.1	GEOLOGIA.....	15
3.1.1	Formação Caxias.....	16
3.1.2	Formação Gramado.....	16
3.2	PEDOLOGIA.....	17
3.2.1	Neossolos Litólicos.....	17
3.2.2	Chernossolos Argilúvicos.....	18
3.3	COMPORTAMENTO ESPERADO.....	18
4	CARACTERIZAÇÃO GERAL DO TALUDE.....	19
5	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	21
5.1	OBTENÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO.....	22
5.2	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM LABORATÓRIO ...	23
5.3	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS POR MEIO DA RETROANÁLISE DA RUPTURA.....	24
6	MONITORAMENTO.....	26
7	ANÁLISE DAS SOLUÇÕES.....	27
7.1	ESTABILIZAÇÃO COM MICRO ESTACAS.....	28
7.1.1	Determinação da força necessária para estabilizar o talude.....	28
7.1.2	Avaliação do comprimento das microestacas.....	29
7.1.3	Verificação da capacidade de resistência de um grupo de microestacas.....	30
7.1.4	Modelagem da geometria.....	31
7.1.5	Cálculo do espaçamento necessário para se obter o fator de segurança.....	32
7.1.6	Avaliação do potencial fluxo de solo entre as microestacas.....	33
7.1.7	Verificação da capacidade estrutural da microestaca.....	34
7.1.8	Geometria final da solução.....	37
7.2	ESTABILIZAÇÃO COM MICRO ESTACA ASSOCIADA A TIRANTE.....	39
7.2.1	Determinação da força necessária para estabilizar o talude.....	39
7.2.2	Avaliação do comprimento das microestacas.....	40

7.2.3	Modelagem da geometria.....	41
7.2.4	Verificação da capacidade de resistência da microestaca e espaçamento necessário .....	41
7.2.5	Avaliação do potencial fluxo de solo entre as microestacas .....	42
7.2.6	Verificação da capacidade estrutural das microestacas .....	44
7.2.7	Determinação do comprimento de ancoragem dos tirantes .....	47
7.2.8	Geometria final da solução.....	48
7.3	DRENAGEM SUBSUPERFICIAL.....	49
7.3.1	Cálculo da vazão de projeto .....	49
7.3.2	Dimensionamento do bueiro de drenagem.....	51
8	QUANTIFICAÇÃO DAS SOLUÇÕES .....	53
8.1	SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO UTILIZANDO BINÁRIO DE MICROESTACAS .....	54
8.2	SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO UTILIZANDO MICROESTACAS E TIRANTES .....	55
9	QUANTIFICAÇÃO DAS EMISSÕES DE CO <sub>2</sub> .....	56
9.1	FATORES DE EMISSÃO .....	56
9.2	EMISSÕES DE CO <sub>2</sub> .....	56
9.2.1	Solução de estabilização com microestacas .....	57
9.2.2	Solução de estabilização com microestacas e tirantes .....	58
10	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	59
11	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	60

## 1 APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido para a apresentação ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como Trabalho de Conclusão de Curso para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

O mesmo será apresentado em forma de relatório técnico e consiste em um projeto de estabilização e contenção de um talude rodoviário em solo. O local do estudo se situa na rodovia RS-020, nas proximidades da estaca do km 82, no município de São Francisco de Paula/RS.

## 2 INTRODUÇÃO

O talude em estudo se constitui em um talude rodoviário de solo, localizado no interior do município de São Francisco de Paula e recentemente apresentou indícios de movimentação de massa de solo, como o aparecimento de trincas no pavimento e no corpo do aterro.

A área de interesse se situa em uma região com relevo de transição entre a depressão central, que apresenta altitude próxima dos 50 m, e o planalto meridional, que apresenta altitude da ordem dos 800 m. Por ser uma zona de transição, as inclinações do terreno são bastante elevadas, sendo comum a movimentação de massas de solo nesses locais, principalmente associados às movimentações coluviais.

Como as regiões com elevadas inclinações são bastante sensíveis a eventos chuvosos, fluxos de água e às variações de geometria no terreno, cortes e aterros de rodovias podem apresentar muitos problemas relacionados à instabilidade de massas de solo. Especificamente no caso deste estudo, no início do ano de 2017 foram observadas trincas no pavimento e no aterro da rodovia RS-020 que passa pelo local, as movimentações pararam de ser observadas durante alguns meses e voltaram a acontecer durante os meses finais do ano de 2017.

Pelas características observadas se pressupõem que a segurança do talude se encontre muito próximo à unidade. Para comprovar essa hipótese esse estudo fará uma análise da estabilidade do talude, utilizando o princípio do equilíbrio limite com o auxílio do software *Slide*. Serão utilizados resultados de ensaios de campo e de laboratório para auxiliar na obtenção dos parâmetros do solo e do perfil geotécnico do local e serão propostas soluções que visam fazer a estabilização da massa instável.

### 2.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA

A Figura 1, sobre imagem de satélite, mostra a localização da rodovia RS-020 juntamente com o talude de interesse. A região nas proximidades do local se encontra vegetada com mata fechada e árvores de médio porte, não são encontrados moradores ou construções nas proximidades. Uma eventual ruptura ocasionaria como consequência imediata a interdição da rodovia, que é a principal ligação da cidade de São Francisco de Paula com a região metropolitana de Porto Alegre.

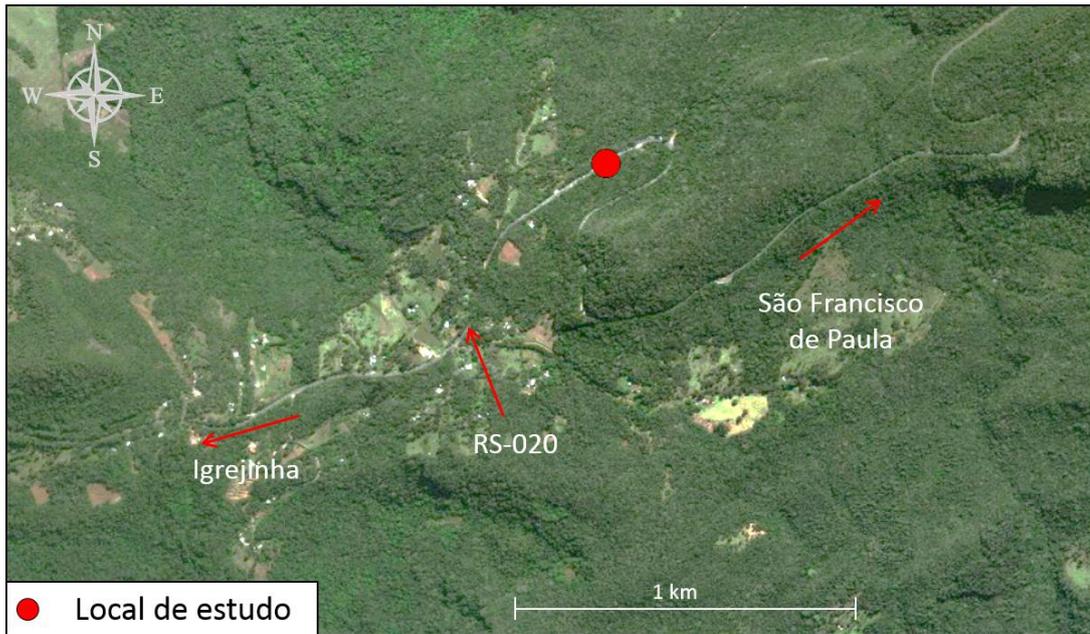


Figura 1: Localização da área de estudo sobre imagem de satélite (CPRM – GeoSGB)

### 3 GEOLOGIA E PEDOLOGIA

Neste capítulo serão apresentadas as principais características referentes à geologia geral e à pedologia. As informações foram obtidas em informações de campo, mapeamentos e bibliografia especializada.

#### 3.1 GEOLOGIA

A região em estudo se situa na escarpa sul da denominada Bacia Sedimentar do Paraná que recobre toda a região centro-oriental da América do Sul, abrangendo uma área de 1.600.000 km<sup>2</sup> dos países do Brasil, Argentina, Uruguai, Paraguai. A estratigrafia da bacia do Paraná compreende na porção basal uma série de camadas de arenitos originados de deposições arenosas de origem eólicas da denominada Formação Botucatu. A porção superior, por sua vez, compreende várias camadas de derrames basálticos da Formação Serra geral.

A Formação Serra Geral consiste em uma sucessão de derrames basálticos provenientes de atividades vulcânicas que recobrem uma grande área da Bacia do Paraná, cerca de 1.200.000 km<sup>2</sup>. A espessura média dos derrames têm cerca de 10 a 20 m, podendo atingir 100 m em alguns pontos. A associação de derrames atinge uma espessura de até 1000 m na região do estado do Paraná e 350 m nas bordas, a espessura média gira em torno de 660 m.

Os derrames apresentam características próprias, dependendo da posição que ocupam ao longo da estratigrafia de Formação Serra Geral.

- Zona de material vítreo e brecha vulcânica, base de derrame, originada devido ao resfriamento rápido e ao fluxo no contato das primeiras lavas do derrame com a superfície;

- Zona de diaclasamento horizontal, base de derrame, decorrente dos gradientes de temperatura quando do resfriamento da lava, estrutura de resfriamento;
- Zona de diaclasamento vertical ou disjunção colunar, a região central do derrame, é caracterizada por rocha maciça com diaclasamento predominantemente vertical decorrente dos gradientes de temperatura quando do resfriamento da lava, estrutura de resfriamento;
- Zona amigdalóide, topo de derrame, além da presença de material vítreo e brecha vulcânica, sendo que pode, também, ocorrer no topo de derrame zona de diaclasamento horizontal.

A Figura 2 mostra o contexto geológico no qual a área em estudo se insere. Pode ser observado uma zona de transição entre a Formação Caxias, superior, e a Formação Gramado, inferior.

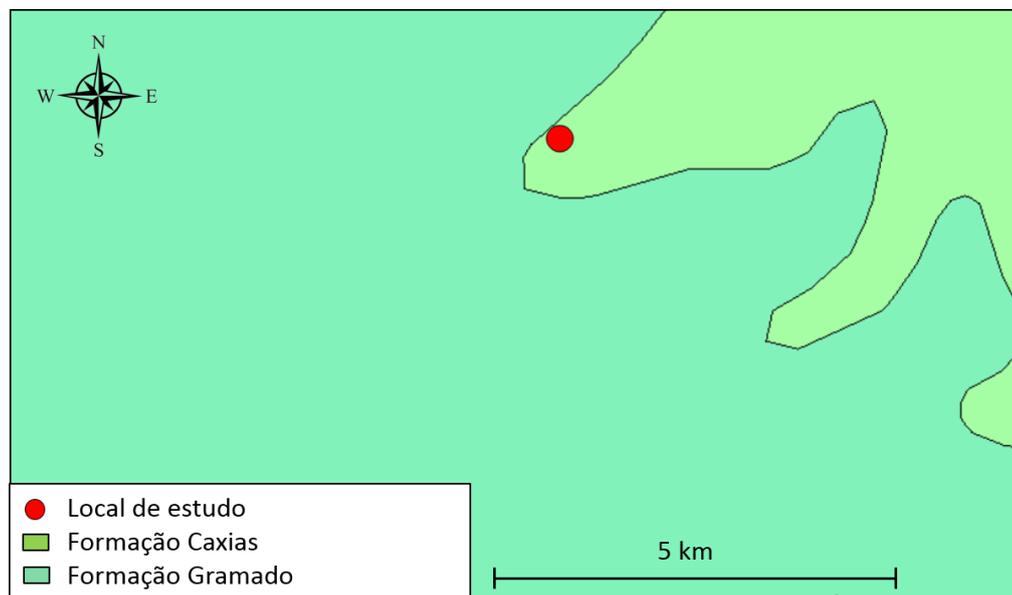


Figura 2: Geologia da área de estudo (CPRM, 2004)

### 3.1.1 Formação Caxias

A Formação Caxias compreende os derrames superiores da Formação Serra Geral e se caracteriza pela composição intermediária ou ácida, a mesma se localiza sobre os derrames de composição básica da Formação Gramado.

As rochas ácidas dessa Formação, de maneira geral, ocorrem em derrames maciços, apresentando textura esferulítica e localmente texturas de fluxo com pequenos bandeamentos. A composição das rochas apresenta bastante ferro e muito quartzo imerso na matriz, resultado das altas temperaturas de sua formação.

### 3.1.2 Formação Gramado

A Formação Gramado aflora na região da escarpa sul da Formação Serra Geral, e se caracteriza por uma série de derrames basálticos com espessura máxima de 300 m e que representam as

primeiras manifestações vulcânicas sobre os sedimentos arenosos da Formação Botucatu. Os primeiros derrames da formação ficaram confinados aos vales existentes e aos interdúnios, dessa forma, é comum que se encontrem diques centimétricos de areias preenchendo as fraturas e níveis de brechas peperíticas junto aos contatos. Posteriormente, no período francamente vulcânico, o relevo ficou condicionado aos arranjos vulcânicos que completaram o preenchimento da bacia, segundo CPRM (2018).

As rochas que compõem esta litofácies são basaltos maciços e básicos distribuídos em camadas com espessura que variam entre 15 e 35 m, frequentemente apresentando textura de fluxo e zonas vesiculares bem desenvolvidas no topo e incipientes na base, preenchidas principalmente por zeólitas, carbonatos e apofilitas. A parte central é formada por rocha granular homogênea com estrutura colunas bem desenvolvida

## 3.2 PEDOLOGIA

Pedologicamente, a área de estudo se situa em uma região de domínio de Neossolos Litólicos. A presença desse tipo de solo é bastante expressiva em regiões mais baixas do relevo e em locais com solos coluvionares, como é o caso em questão. Também podem ser observada a presença de Chernossolos Argilúvicos e Cambissolos Húmicos nas regiões mais altas. A Figura 3 mostra o mapa pedológico do local.

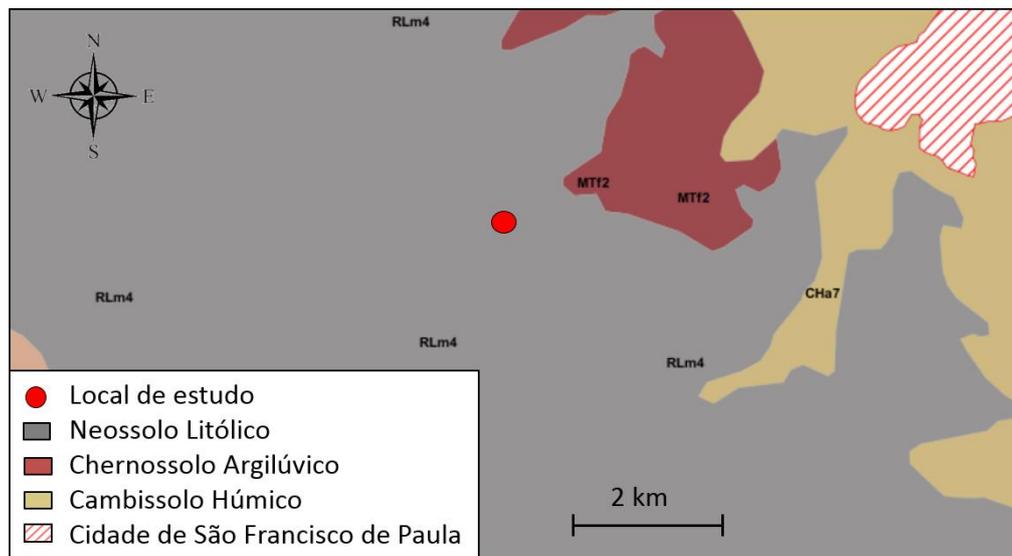


Figura 3: Pedologia da área de estudo (adaptado de INDE, 2018)

### 3.2.1 Neossolos Litólicos

Neossolos compreendem solos constituídos por material mineral, ou por material orgânico pouco espesso, que não apresentam alterações expressivas em relação ao material originário devido à baixa intensidade de atuação dos processos pedogenéticos (Embrapa, 2013).

Os Neossolos podem apresentar características variadas, como alta ou baixa saturação por bases, acidez e altos teores de alumínio e sódio, podem ainda, possuir alta ou baixa

permeabilidade. A sua capacidade de retenção de umidade é naturalmente baixa e se apresentam como solos bastante rasos.

A origem dos Neossolos pode ser associada a uma série de ambientes e relevos diferentes. Desse modo, podem apresentar elevados teores de areia, propiciando erosão ou apresentando deficiência hídrica. Também podem apresentar maiores teores de argila e retenção de água, ocorrendo em locais propensos à inundação ou presença constante ou temporária de água. Existem Neossolos com contato de rocha alterada ou inalterada praticamente na superfície, dificultando a utilização e vegetação.

Os Neossolos Litólicos apresentam horizonte A moderado assente diretamente sobre a rocha ou sobre um horizonte C ou Cr que apresenta contato lítico dentro de 50 cm de profundidade. São pouco profundos e apresentam horizonte B pedogenético em início de formação, possuindo alto teor de silte até mesmo nos horizontes superficiais, segundo Streck *et al.* (2008). O alto teor de silte juntamente com a pequena profundidade faz com que esses solos sejam pouco permeáveis, dessa forma, são solos bastante sensíveis a erosão superficial, sendo muito comum a ocorrência de sulcos devido a enxurradas. São originados principalmente de granulitos e gnaisses, podendo ser encontradas grandes quantidades de minerais primários e blocos de rocha na massa de solo.

### 3.2.2 Chernossolos Argilúvicos

Os Chernossolos são solos constituídos por material mineral, rasos a profundos. Em alguns casos podem ocorrer a presença de gleização ou de horizonte glei que se caracteriza pela presença de reduções de ferro e saturação por água durante longos períodos.

São solos normalmente mais porosos, apresentando boa permeabilidade e conseqüentemente risco de erosão mais moderado. São moderadamente ácidos à fortemente alcalinos, com argila de atividade alta e saturação por bases alta. Estes solos podem apresentar com bastante frequência a presença de argilas expansivas. Sua formação está ligada a uma série de fatores que favorecem a formação e persistência do horizonte superficial rico em matéria orgânica, com a presença de argilominerais, especialmente esmectitas. O material de origem é muito variável, mas geralmente sua origem está associada a materiais ricos em cálcio, magnésio e esmectitas. Superficialmente podem ser encontradas grandes quantidades de blocos de rochas de dimensões geralmente pequenas.

Chernossolos Argilúvicos são solos com horizonte superficial A chernozênico sobre horizonte B textural avermelhado ou B nítico, com argila de atividade e saturação por bases alta. Normalmente não são profundos e sua origem está associada à rochas pouco ácidas em climas com estação seca acentuada.

## 3.3 COMPORTAMENTO ESPERADO

Conforme o mapeamento geomorfológico disponibilizado pela CPRM (2009) e pelas características do relevo e do solo local é possível constatar que o região em estudo apresenta sérios riscos de erosão e de movimentos de massa lentos, como rastejos. Além disso, combinações de saturação do solo e declividade podem gerar escorregamentos e corridas de

detrimentos. De maneira geral o solo é bastante argiloso, com fragmentos de rochas e são pouco profundos.

#### 4 CARACTERIZAÇÃO GERAL DO TALUDE

No local onde se situa o talude, o aterro da rodovia foi construído sobre um pequeno platô existente no terreno. À direita e à esquerda deste platô existem declividades elevadas, característica da própria da região, que também é bastante vegetada.

Movimentos de massa em solos são bastante comuns em locais com as características observadas. Segundo Perazzolo (2013), a construção de aterros sobre massas colúviais é bastante complexa, pois, com o tempo o material do colúvio tende a adensar devido ao peso do aterro e das cargas sobre ele, podendo gerar camadas ou fatias de colúvio com condutividades hidráulicas diferentes, geralmente menores sob o aterro. Dessa forma, a água pode apresentar maior facilidade de penetrar no material coluvionar à montante do aterro do que sair à jusante dele, gerando altas poropressões. A combinação da poropressão com o peso do aterro e das cargas aplicadas sobre ele, associados ao solo com elevados teores de argila podem facilmente romper um solo coluvionar. Também podem acontecer movimentações sem que tenha havido intervenções humanas, devido à baixa resistência desses materiais.

A seguir são apresentadas algumas fotografias que caracterizam o talude em estudo. A Figura 4 mostra a vista geral da pista com a posição da trinca observada em campo. A Figura 5 mostra uma vista geral da lateral do lado de montante da rodovia (esquerda) e uma vista do talude do aterro do lado jusante (direita).



Figura 4: Vista geral da área



Figura 5: Vista geral da lateral de montante da rodovia (esquerda) e vista do aterro (direita)

Sob ao aterro da rodovia foi observado em bueiro de PVC do tipo *Rib Loc* e diâmetro de 1 m, o mesmo fazia a transposição das águas de montante para jusante da rodovia. Foi possível verificar aberturas na parte superior da tubulação, permitindo a queda de material granular do aterro para dentro do bueiro, conforme a Figura 7. Também foi observado que aproximadamente na região central do aterro o tubo apresentava grandes deformações e aberturas entre os anéis constituintes da tubulação, permitindo o escoamento de água para o interior do aterro, Figura 8.



Figura 6: Vista da entrada do bueiro (esquerda) e vista da saída do bueiro (direita)



Figura 7: Danificações observadas no bueiro



Figura 8: Aberturas observadas no bueiro

## 5 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para a obtenção de dados e parâmetros necessários para o entendimento da instabilidade e realização do projeto de estabilização, foram realizados ensaios de campo e de laboratório.

Os ensaios de campo consistiram de 5 sondagem mista, ou seja, a união de sondagem à percussão e sondagem rotativa. A sondagem mista permitiu a obtenção do perfil geotécnico, caracterização de cada material e obtenção de testemunhos e amostras de solo e rocha. Após a realização do ensaio foi possível obter a posição do nível de água no interior do furo de sondagem.

Os ensaios de laboratório consistiram em ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (cisalhamento direto). A amostra indeformada de solo foi coletada na região do pé do aterro da rodovia, correspondendo ao material coluvionar.

A Figura 9 mostra a posição das sondagens mistas e da amostra indeformada sobre a planta baixa topográfica.

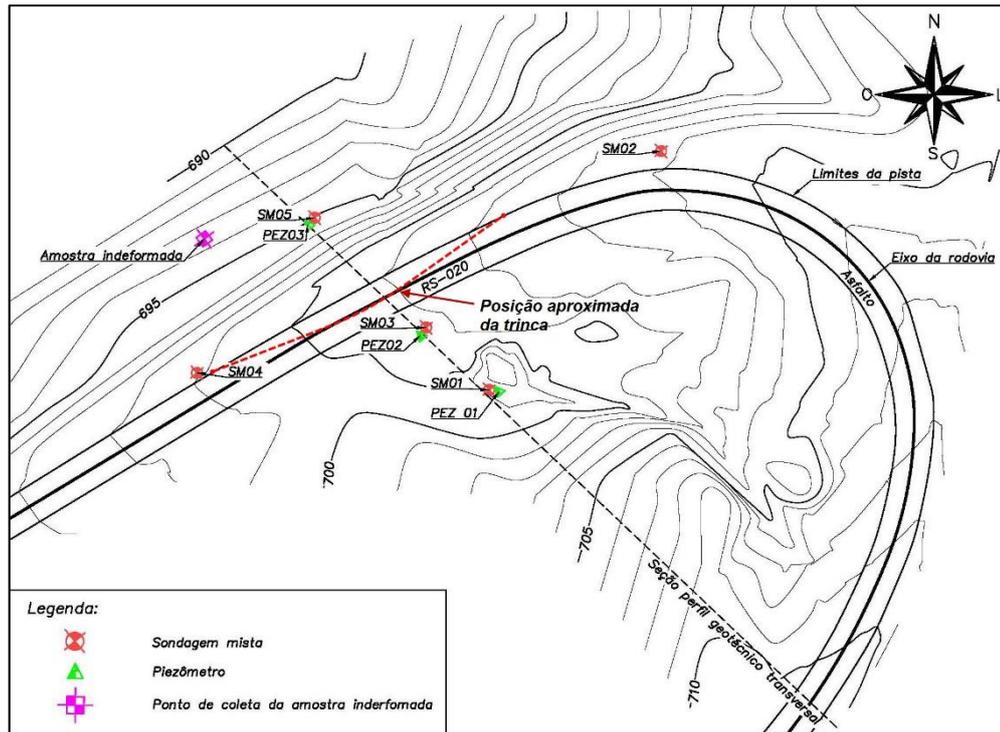


Figura 9: Localização dos ensaios sobre a planta baixa topográfica

## 5.1 OBTENÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO

Com o auxílio dos cinco ensaios de sondagem mista foi obtido a perfil geotécnico do local. Conforme é esperado pela caracterização inicial, o perfil apresenta um aterro rodoviário sobreposto à uma camada de solo coluvionar. Posteriormente é observado uma camada de solo residual maduro de basalto, uma camada de solo residual jovem de basalto e por fim a rocha matriz, pouco intemperizadas ou são. Os valores de  $N_{spt}$  mostram que o solo tem consistência média, apresentando vários blocos de rocha imersos. O nível de água medido no dia das sondagens se encontrava a aproximadamente 7 m de profundidade.

A Figura 10 mostra a perfil geotécnico obtido através dos ensaios de sondagem mista.

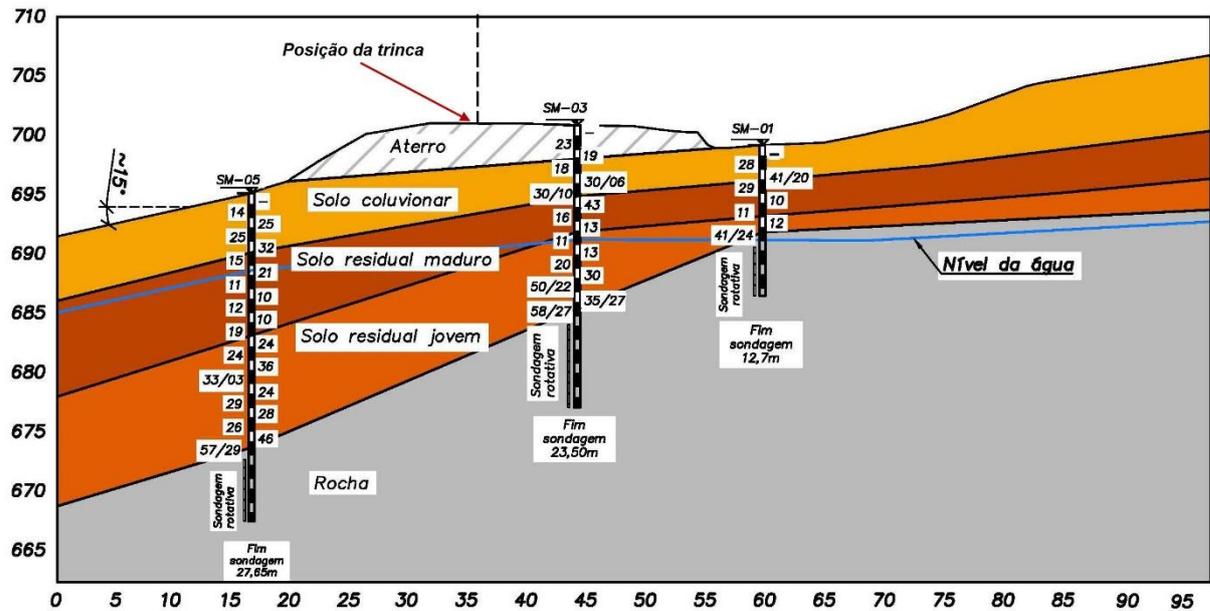


Figura 10: Perfil geotécnico de estudo

## 5.2 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM LABORATÓRIO

Para a obtenção dos parâmetros de resistência do material coluvionar, foram realizados três ensaios de cisalhamento direto inundado em amostras indeformadas obtidas em campo. As tensões normais utilizadas nos ensaios foram de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa. Os valores de intercepto coesivo e de ângulo de atrito foram de aproximadamente 9 kPa e 36° respectivamente.

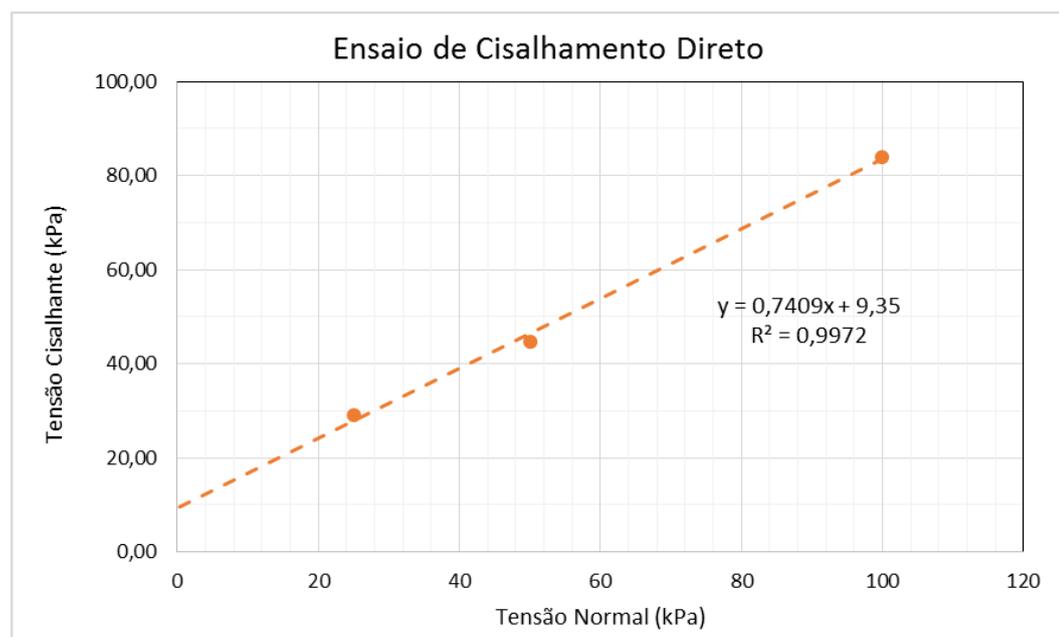


Figura 11: Envolvória de resistência para o solo do colúvio ensaiado em laboratório

### 5.3 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS POR MEIO DA RETROANÁLISE DA RUPTURA

Com o perfil geotécnico definido e utilizando os valores de resistência ao cisalhamento do solo obtidos em laboratório foi realizada uma retroanálise da estabilidade do talude, utilizando análises de equilíbrio limite.

A retroanálise consiste na verificação dos parâmetros de resistência do solo para a condição de ruptura do talude, ou seja, quando o fator de segurança é igual a 1,0. Para os materiais que não foram ensaiados em laboratório buscou-se referências de valores em estudos realizados em materiais semelhantes. A principal referência deste trabalho corresponde a vários ensaios de cisalhamento direto realizados por Perazzolo (2003) em um talude localizado à 13 km do local de estudo, na cidade de Canela/RS, e que apresentava condições semelhantes ao caso em estudo neste trabalho, incluindo a mesma formação geológica.

A Tabela 1 mostra resultados de ensaios de laboratório obtidos por Perazzolo (2003), considerando a resistência de pico dos materiais.

Tabela 1: Parâmetros de solos coluvionares e residuais (Perazzolo, 2003)

Material	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
Solo coluvionar (até 100 kPa)	30	17	~16
Solo coluvionar (até 400 kPa)	25	23	~16
Solo residual de basalto (envoltória reta)	42	24	~15
Solo residual de basalto (envoltória curva)	56	4	~15

Como o talude em estudo já sofreu algumas movimentações, é conveniente analisar os parâmetros em termos de cisalhamento residual. É importante frisar que são necessárias grandes movimentações para que o valor residual seja atingido, entretanto, como o talude já sofreu várias movimentações é bem provável que os parâmetros originais do material na superfície de ruptura tenham sido diminuídos. A Tabela 2 mostra resultados de ensaios de laboratório obtidos por Perazzolo (2003), considerando a resistência residual dos materiais.

Tabela 2: Parâmetros residuais de solos coluvionares e residuais (Perazzolo, 2003)

Material	Ângulo de atrito residual (°)
Solo coluvionar	6,6
Solo residual de basalto	8,2

Tomando como base os dados mostrados acima, a principal variável da retroanálise é o nível de água no momento da ruptura do talude. Tendo em vista que nos dias que antecederam a ruptura houve altos índices de precipitação pluviométrica, é esperado que o nível de água tenha ficado muito próximo à superfície. Essa hipótese é reforçada pelo fato de que à montante do aterro existe em ponto de concentração de água, que é a entrada do tubo que atravessa a rodovia, o mesmo que se encontra danificado no interior do aterro. Ainda, à jusante do aterro existe um pequeno patamar onde é observado o acúmulo de água, favorecendo a presença do nível de água próximo à superfície.

Utilizando os parâmetros obtidos em laboratório (solo coluvionar) e na bibliografia (outros materiais), juntamente com o nível de água próximo à superfície, foi verificado que o fator de segurança era superior à unidade. Dessa forma, optou-se pela fixação dos parâmetros do solo residual jovem, aterro e da rocha, e foi feita a diminuição gradual e conjunta dos parâmetros do solo coluvionar e solo residual maduro até atingir o fator de segurança igual à unidade.

O procedimento descrito foi adotado porque espera-se que o material com as propriedades mais variáveis e críticas seja o colúvio e a região de transição com o solo residual maduro.

A retroanálise realizada forneceu um  $FS=1,027$  (Morgenstern-Price), considerado satisfatório por estar próximo a unidade. O resultado mostra uma superfície crítica iniciando na região central da pista, conforme foi observado em campo, e saindo a aproximadamente 20 m de distância do pé do aterro, interceptando o material coluvionar e o início do solo residual maduro.

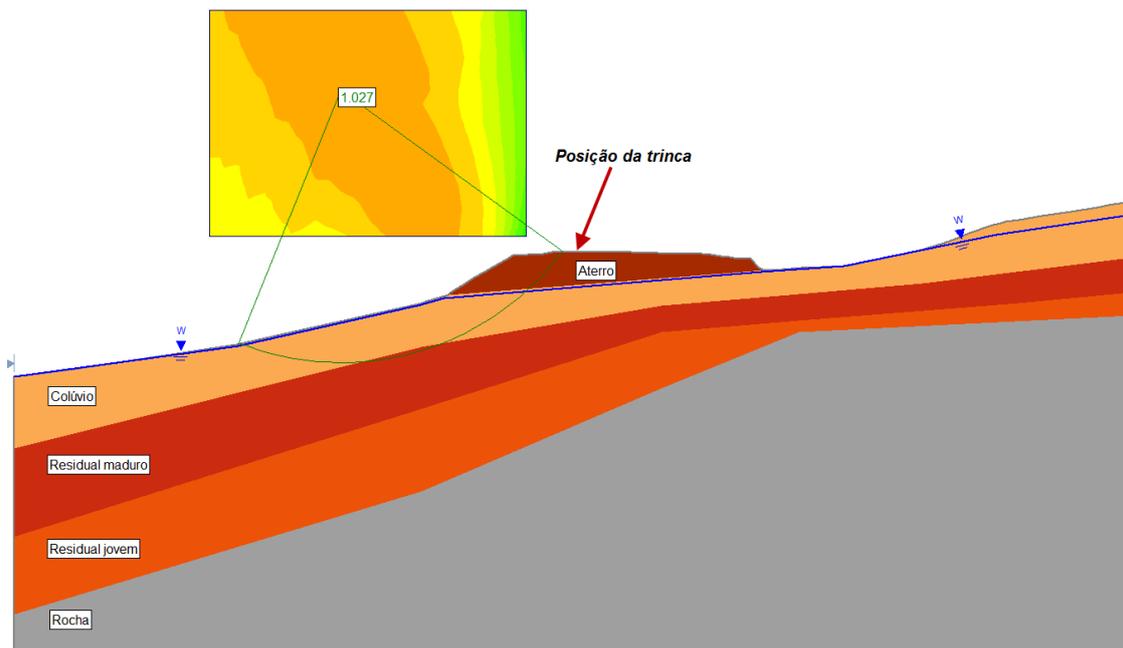


Figura 12: Resultado da retroanálise – método de Morgenstern-Price

A Tabela 3 mostra os parâmetros dos materiais que foram usados na retroanálise mostrada na Figura 12.

Tabela 3: Parâmetros dos materiais utilizados na retroanálise.

Material	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito (°)	Coesão (KN/m <sup>2</sup> )
Aterro	18	28	5,0
Colúvio	16	21	5,0
Solo residual maduro	17	25	7,0
Solo residual jovem	17	27	6,0

## 6 MONITORAMENTO

Para monitorar a situação do talude, e acompanhar a variação da poropressão no interior do solo, foram instalados 3 piezômetros do tipo Casagrande nos furos de sondagens existentes. A Figura 13 mostra o tipo de piezômetro instalado.

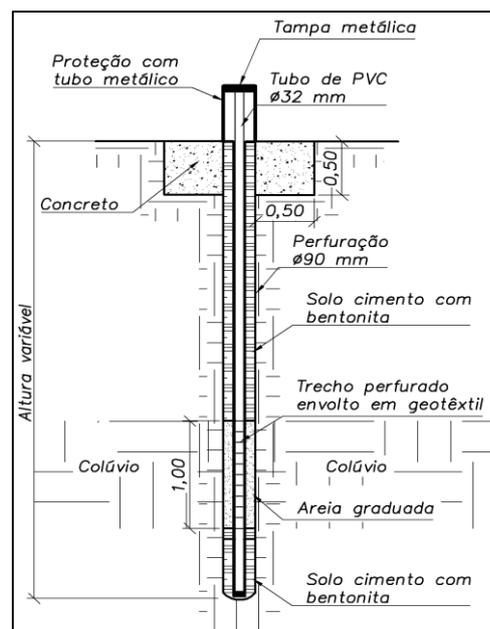


Figura 13: Representação do piezômetro instalado

A posição dos piezômetros pode ser vista na planta baixa apresentada (Figura 9) e na Figura 14 apresentada abaixo. A profundidade de instalação de cada um dos instrumentos é relativo à profundidade de execução das sondagens, sendo 12,7 m, 23,5 m, e 27,65 m, respectivamente, para os piezômetros 01, 02 e 03.

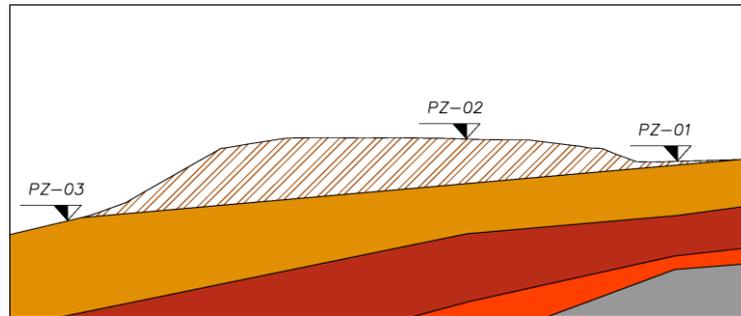


Figura 14: Posição dos piezômetros em relação ao aterro da rodovia

Até a realização deste trabalho foram realizadas três leituras piezométricas, sendo a primeira delas o próprio nível de água no momento da execução das sondagens e as outras duas posteriores à instalação dos equipamentos. Todas as medidas foram feitas em épocas de tempo seco, ou sem períodos chuvosos. A Tabela 4 mostra as leituras piezométricas realizadas em campo, onde as medidas piezométricas têm como referência a cota do terreno do respectivo piezômetro.

Tabela 4: Medidas piezométricas realizadas

Data	PZ-01 (m)	PZ-02 (m)	PZ-03 (m)
08/08/18	8,33	9,66	6,52
23/08/18	4,99	10,12	5,33
14/04/19	5,54	11,42	6,00

## 7 ANÁLISE DAS SOLUÇÕES

Nesta parte do trabalho será abordado o procedimento utilizado para o dimensionamento das soluções, que deverão ser viáveis economicamente e tecnicamente.

A Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas (NBR 11682/2009) determina que o fator de segurança para um projeto geotécnico seja dado em função do nível de segurança contra danos materiais e ambientais e em função do nível de segurança contra danos a vidas humanas. A Figura 15 mostra o resultado do cruzamento.

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

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Figura 15: Tabela para definição do FS mínimo, segundo a NBR 11682/2009

Considerando que uma eventual interdição na rodovia pode causar grandes prejuízos e transtornos, visto que a rodovia é uma importante rota de ligação da região norte e nordeste com a região metropolitana de Porto Alegre, o nível de segurança contra danos materiais e ambientais foi definido como **alto**. Como não existem moradores nas proximidades do talude uma eventual ruptura traria apenas riscos aos usuários da rodovia, desta forma foi considerado que o nível de segurança contra danos a vidas humanas é definido como **médio**. Realizando o cruzamento mostrada na Figura 15, o fator de segurança das soluções deve ser igual ou superior à **1,5**.

## 7.1 ESTABILIZAÇÃO COM MICRO ESTACAS

Soluções de estabilização através da inserção de reforços profundos são bastante indicados em casos onde o solo instável pode apresentar rupturas muito abaixo do terreno e em locais onde a escavação pode ser de difícil execução, nesse contexto, a estabilização com o uso de microestacas ganha destaque em função da versatilidade de execução.

As microestacas injetadas usadas em estabilizações de taludes são classificadas em dois tipos, podendo ser classificadas como reticuladas, ou seja, pequenos diâmetros e com orientação desordenada, e em não reticuladas, com diâmetros maiores, números menores e inclinações definidas.

Neste trabalho será feita a análise de solução com a utilização de microestacas não reticuladas e o dimensionamento foi realizado conforme as recomendações de FHWA (2005). O processo de cálculo, bem como as etapas realizadas serão descritas a seguir.

### 7.1.1 Determinação da força necessária para estabilizar o talude

As microestacas inseridas no interior do solo aumentarão a sua capacidade de resistir às forças instabilizadoras. Como a análise de estabilidade é realizada utilizando o princípio do equilíbrio limite, uma forma de modelar o problema é inserindo uma força tangencial à superfície de ruptura, de forma a representar a força estabilizadora do reforço.

Com o auxílio do *software slide* foi possível determinar qual é a força estabilizadora mínima, a cada metro de talude, que retornará o fator de segurança satisfatório (1,5). Essa análise é realizada inserindo uma única estaca vertical no solo, na posição escolhida, de forma que o aumento das forças estabilizantes sejam suficientes para atingir o fator de segurança.

A análise realizada resultou em uma resistência mínima ( $H_{rec}$ ) de 633 kN/m, com o comprimento das microestacas suficiente para ultrapassarem a superfície de ruptura e serem ancoradas no terreno competente. A Figura 16 mostra a análise realizada.

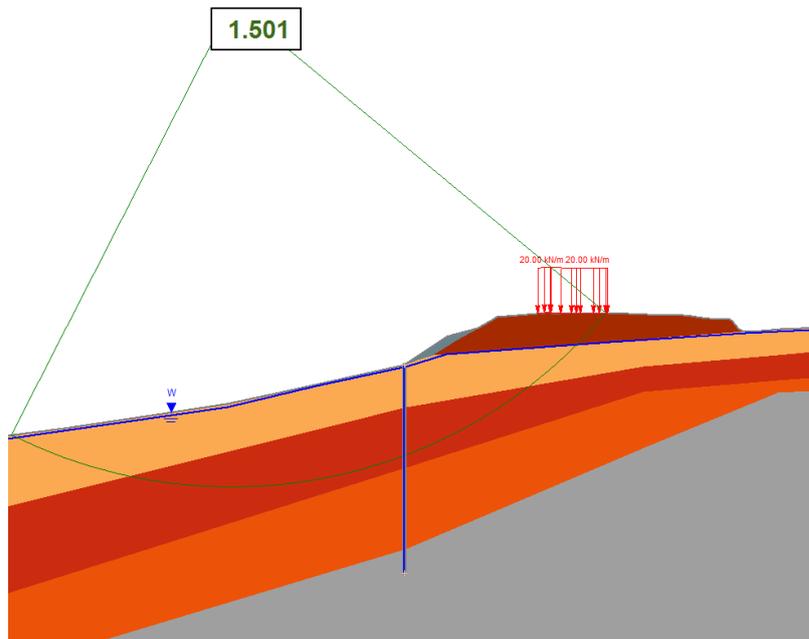


Figura 16: Determinação da força necessária para obter o FS pretendido

### 7.1.2 Avaliação do comprimento das microestacas

As microestacas devem se prolongar abaixo da superfície de ruptura para serem efetivas e obterem a ancoragem necessária. Como a resistência às forças instabilizadoras é desenvolvida por meio da interface entre a argamassa de cimento e areia e o solo, entende-se que as forças axiais desenvolvidas acima da superfície crítica devem ser devidamente ancoradas na parte inferior da estaca, em terreno competente.

Portanto, a resistência axial última da microestaca ( $P_{ult}$ ) é a capacidade de resistência desenvolvida na interface injetada da estaca e o solo acima da superfície de ruptura, segundo FHWA (2005).

O valor de  $P_{ult}$  é dado pela seguinte expressão:

$$P_{ult} = q_s \times L_{acima} \times \pi \times d$$

Onde:

$q_s$  = capacidade resistente na interface solo/nata

$L_{acima}$  = comprimento da microestaca acima da superfície de ruptura

$d$  = diâmetro da microestaca

Para o solo coluvionar, o valor de  $q_s$  é de 50 kPa, enquanto que para o solo residual maduro é de 150 kPa. O diâmetro da microestaca foi considerado 25 cm. Como essa análise é realizada com base no comprimento da microestaca equivalente única, acima da superfície de ruptura são 10,5 m, destes, 5 m são no material coluvionar e 5,5 m são no solo residual maduro. O valor de  $P_{ult}$  encontrado foi de 844 kN.

O comprimento da microestaca abaixo da superfície crítica deverá suportar todo o valor de  $P_{ult}$  calculado acima. Neste trabalho, optou-se por realizar toda a ancoragem do valor de  $P_{ult}$  na superfície rochosa, dessa forma, o comprimento de ancoragem em rocha ( $L_{anc}$ ) foi determinado conforme a expressão a seguir.

$$L_{anc} = \frac{P_{ult} \times FS}{q_s \times \pi \times d}$$

Onde:

FS = fator de segurança, adotado 1,5

O valor de  $q_s$  utilizando (1000 kPa) é baseado nas recomendações da FHWA. O valor mínimo de ancoragem em rocha ( $L_{anc}$ ) encontrado foi de 1,65 m.

### 7.1.3 Verificação da capacidade de resistência de um grupo de microestacas

Após a modelagem ter sido realizada considerando o grupo de microestacas como uma única estaca vertical, a análise deverá ser feita considerando o verdadeiro número de microestacas inclinadas, analisando cada uma individualmente. Ao final, cada conjunto de estacas deverá oferecer resistência igual ou superior à resistência da estaca vertical única ( $H_{rec}$ )

O máximo esforço estabilizante que uma microestaca pode dispor ao talude depende de sua inclinação em relação à normal da superfície de deslizamento crítica ( $\psi$ ). Quando este ângulo tem o valor mínimo ( $0^\circ$ ), a força axial induzida na microestaca tem valor nulo, para inclinações maiores do que  $30^\circ$  a resistência axial atinge o valor máximo, e para valores intermediários pode-se interpolar, segundo FHWA (2005). Como a inclinação exata das estacas é difícil de ser obtida em campo, considera-se de forma conservadora que para valores de  $\psi$  até  $10^\circ$ , o mesmo seja considerado igual a 0.

A Figura 17 mostra as forças atuantes em uma microestaca com inclinação em relação à superfície crítica.

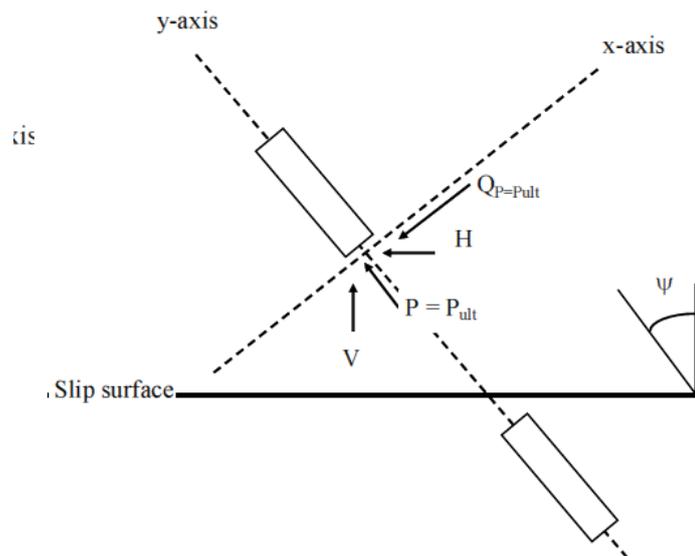


Figura 17: Forças que atuam em uma microestaca (adaptado de FHWA, 2005).

O cálculo de cada uma das componentes representadas acima é feito conforme as equações que seguem:

$$Q = H \cdot \cos\psi + V \cdot \sin\psi$$

$$P = V \cdot \cos\psi + H \cdot \sin\psi$$

$$H = Q \cdot \cos\psi + P \cdot \sin\psi$$

Onde:

Q = resistência ao cisalhamento da estaca

P = resistência axial da estaca

H = força paralela à superfície de deslizamento

V = carga na estaca perpendicular à superfície de deslizamento

Fazendo-se a soma dos valores de H de cada umas das microestacas, chega-se ao valor final resistente do conjunto ou  $H_{ult}$ .

#### 7.1.4 Modelagem da geometria

Para a verificação dos esforços e validação de um modelo de solução, foi adotado um binário de microestacas, cada qual com um valor de resistência ao cisalhamento igual à metade do valor de  $H_{rec}$ . Dessa forma, utilizando o *software Slide*, foi possível manter a mesma superfície crítica obtida anteriormente, porém, com diferentes disposições do reforço.

O binário de estacas foi disposto de forma que a componente **1** tivesse inclinação ( $\psi$ ) de  $0^\circ$  em relação à normal de superfície crítica, enquanto que a componente **2** ficou com inclinação de  $24^\circ$ , conforme a Figura 18.

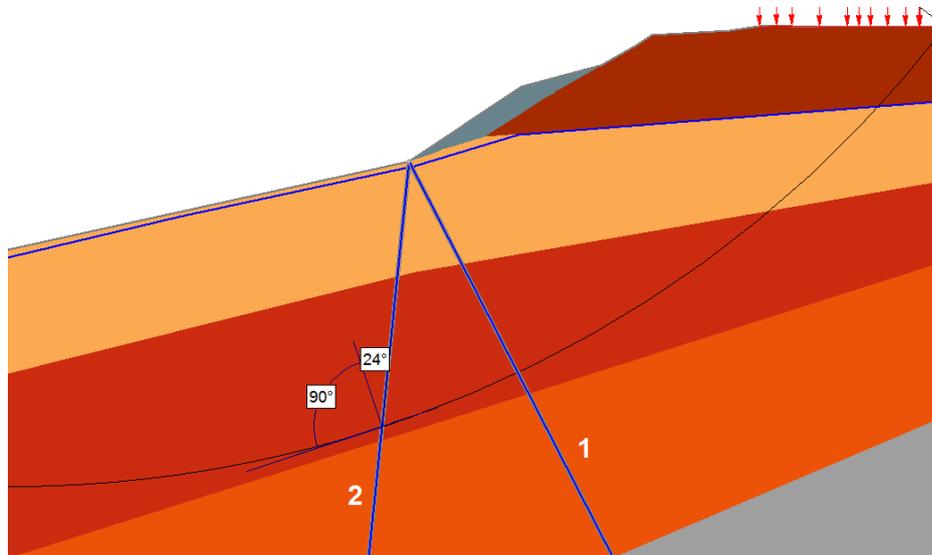


Figura 18: Disposição das microestacas em relação à superfície de ruptura

### 7.1.5 Cálculo do espaçamento necessário para se obter o fator de segurança

Com a disposição das microestacas no taludes e a respectiva angulação com a superfície de ruptura crítica, foi possível calcular a capacidade resistente do conjunto ( $H_{ult}$ ) conforme disposto no item 7.1.3. Para tanto, foi considerado uma resistência ao cisalhamento de valor 350 kPa, juntamente com o valor de  $P_{ult}$  calculado anteriormente igual a 844 kN.

Para a estaca com  $\psi$  igual a  $0^\circ$ , o valor de  $H$  é igual ao valor da resistência ao cisalhamento, portanto  $H_2=350$  kN.

Para a estaca com  $\psi$  igual a  $24^\circ$ , foi necessário realizar a interpolação entre os valores de  $10^\circ$  (considerado  $0^\circ$ ) e  $30^\circ$ , dessa forma, o valor de  $H_1=613$  kN. Conforme a Figura 19.

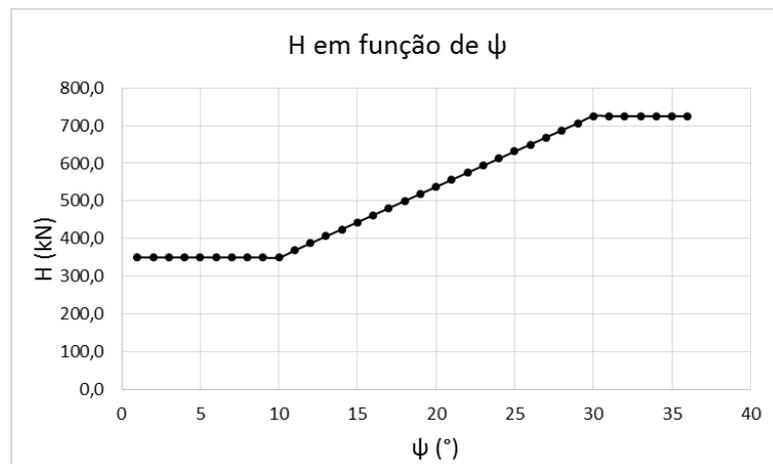


Figura 19: Variação de  $H$  em função de  $\psi$

Considerando o conjunto composto pelas duas microestacas, o valor de  $H_{ult}$  ( $H_1 + H_2$ ) = 963 kN.

Portanto, o espaçamento máximo foi obtido pela seguinte expressão:

$$S = \frac{H_{ult}}{H_{rec}}$$

O espaçamento máximo é de 1,5 m entre conjuntos sucessivos.

### 7.1.6 Avaliação do potencial fluxo de solo entre as microestacas

Se o espaçamento entre as microestacas for muito grande ou se o solo sobre a superfície crítica for pouco resistente, pode acontecer o chamado fluxo plástico entre as microestacas. Para avaliar o fluxo plástico, deve-se comparar a resistência do solo contra fluxo plástico com metade do valor de  $H_{ult}$ .

A resistência do solo contra o fluxo plástico  $H_{ult \text{ solo-est}}$  é calculado fazendo a integral ao longo da profundidade, da força lateral que atua na microestaca por unidade de espessura de solo ( $q$ ). A seguir seguem as equações necessárias ao cálculo do valor de  $q$ , segundo FHWA (2005).

$$q = A \times c \times \left[ \frac{1}{(N_\phi \times \tan\phi)} \times [B - (2 \times E) - 1] + F \right] - c \times (D1 \times F - 2 \times D2 \times N_\phi^{(-0,5)}) + \left( \gamma \times \frac{Z}{N_\phi} \right) \times [(A \times B) - D2]$$

$$N_\phi = \tan^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) + \left( \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$A = D1 \times \left( \frac{D1}{D2} \right)^{[N_\phi^{0,5} \times \tan\phi - N_\phi - 1]}$$

$$B = \exp \left[ \left( \frac{D1 - D2}{D2} \right) \times N_\phi \times \tan\phi \times \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]$$

$$E = [N_\phi^{0,5} \times \tan\phi]$$

$$F = \frac{(2 \times \tan\phi) + (2 \times N_\phi^{0,5}) + N_\phi^{0,5}}{(E + N_\phi - 1)}$$

Onde:

$c$  = coesão do material

$\gamma$  = peso específico do material

$D_2$  = espaçamento livre entre microestacas

$D_1$  = espaçamento entre conjuntos de microestacas ( $D_2$ +diâmetro)

$\Phi$  = ângulo de atrito do material

$Z$  = profundidade

Compara-se o valor de  $H_{ult \text{ solo-est}}$  com o valor de  $H_{ult}/2$ . Se  $H_{ult \text{ solo-est}} \geq H_{ult}/2$ , não é necessário alterar o valor de espaçamento entre as microestacas. Caso contrário, deve-se reduzir o espaçamento até alcançar a condição necessária.

Para a região da superfície de ruptura, aproximadamente à 11 m de profundidade, o valor de  $H_{ult}$  encontrado foi de 963 kN. Portanto, não é necessário alterar o espaçamento entre as microestacas, conforme mostra a Tabela 5.

Tabela 5: Valores para avaliação do fluxo plástico

Profundidade (m)	$q$ (kPa)	$H_{ult \text{ solo-est}}$ (kN/m)
1	12,9	12,9
2	22,2	30,4
3	31,4	57,2
4	40,7	93,3
5	50,0	138,6
6	74,6	200,9
7	86,1	281,3
8	97,6	373,2
9	109,1	476,6
10	120,6	591,4
11	132,1	717,8

### 7.1.7 Verificação da capacidade estrutural da microestaca

A análise realizada até então não considera o efeito do momento fletor atuando sobre as estacas. Como forma de proteger a estrutura, e poder dimensionar a armadura da estaca, utilizou-se de uma modelagem em elementos finitos por meio do *software Phase2*. Este modelo utiliza a

redução dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos para chegar às solicitações de cálculo. As propriedades dos materiais foram baseadas em Azambuja *et al.* (2017) e podem ser vistas na Tabela 6.

Tabela 6: Propriedades dos materiais adotados na análise numérica

Material	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito (°)	Coesão (KN/m <sup>2</sup> )	Módulo elasticidade (kPa)	Coef. Poisson
Aterro	18	30	10	50000	0,2
Colúvio	16	28	6	15000	0,4
Solo residual maduro	10	30	7,0	40000	0,3
Solo residual jovem	17	30	10	60000	0,3
Rocha	22	35	100	2000000	0,2

O resultado da análise pode ser vista Figura 20. Os maiores deslocamentos acontecem na região de transição entre o material coluvionar e o solo residual maduro, possivelmente pelas características de deformações altas do primeiro.

Também é observado que a região aonde são observadas as maiores tensões cisalhantes é condizente com a superfície crítica obtida na análise de equilíbrio limite.

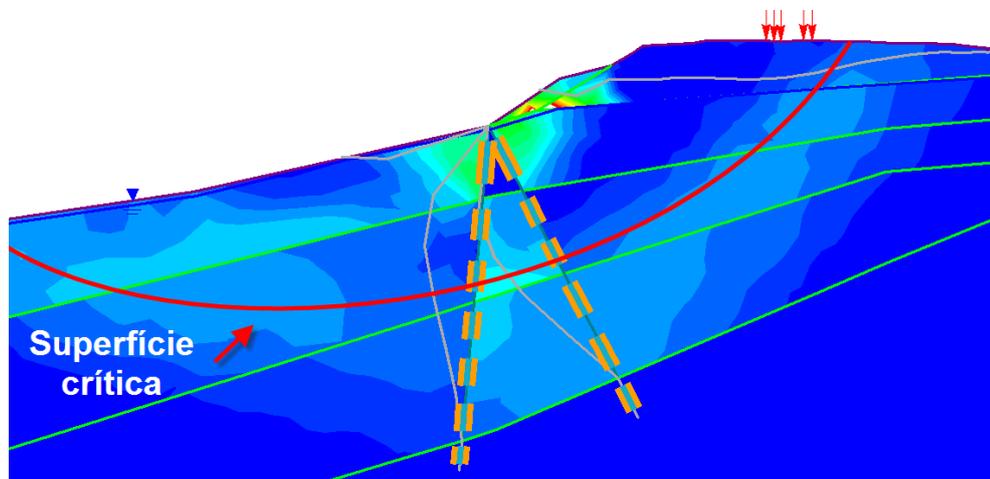


Figura 20: Resultado da análise em elementos finitos (deslocamentos exagerado)

A análise em elementos finitos retornou também o momento fletor atuante em cada uma das microestacas. Os maiores valores foram na profundidade de 7 m, com um valor de momento em módulo de 77 kNm para a estaca 1 e 79 kNm para a estaca 2, conforme Figura 21.

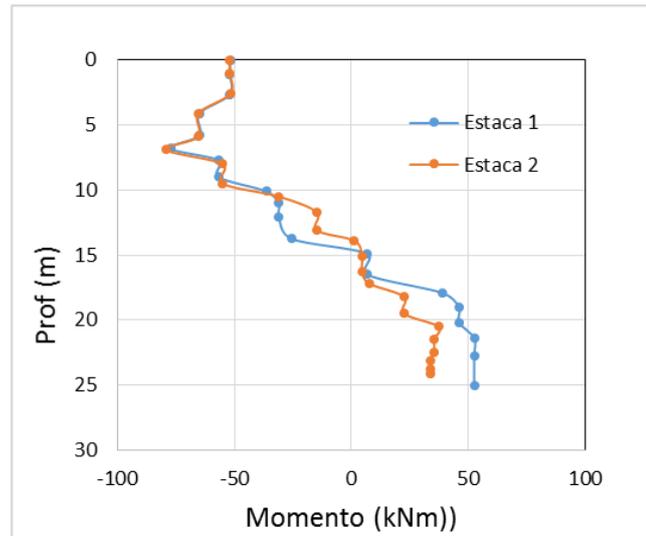


Figura 21: Variação do momento ao longo do perfil das microestacas

O dimensionamento da armadura das microestacas ao esforço cisalhante foi feito com base no critério de ruptura de Von Mises:

$$A_s = Q \times \frac{\sqrt{3}}{\sigma_e}$$

Onde:

$A_s$  = área de aço calculada

$Q$  = esforço cisalhante atuante (350 kN)

$\sigma_e$  = tensão de escoamento do aço

A área de aço encontrada foi de 12,1 cm<sup>2</sup>.

Para o dimensionamento das armaduras para o momento fletor máximo (79 kNm) e do esforço axial máximo (721 kN) foi utilizado um software que gerou as curvas de resistência para a seção da estaca considerando a atuação conjunta dos dois esforços, conforme pode ser visto na Figura 22.

Somando-se com as armaduras para o esforço normal e momento fletor tem a armadura para o esforço cisalhante máximo, calculado acima. Dessa forma, a área de aço na seção da estaca é de 50,4 cm<sup>2</sup>. Distribuída uniformemente ao longo do perímetro da seção, considerando um cobrimento de 2,0 cm e estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 25 cm, conforme Figura 23.

Tomando como base a seção de cálculo, a estaca 1 tem inclinação para a esquerda, portanto ela será tracionada pelas solicitações do terreno, enquanto que a estaca 2, com inclinação para a direita, tenderá a ser comprimida. Como forma de simplificar a execução será adotado somente um padrão de armaduras, portanto, o dimensionamento das estacas levará em consideração somente a situação de maior momento fletor com a atuação do esforço axial de tração.

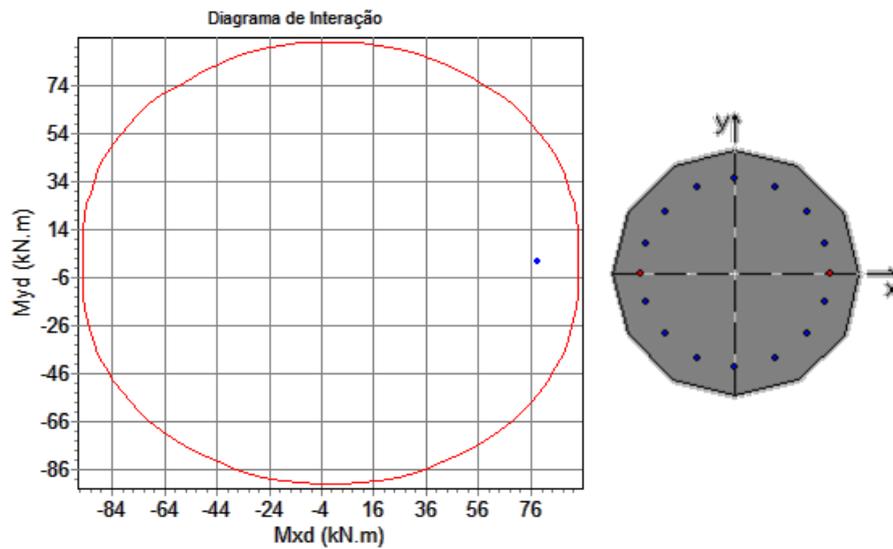


Figura 22: Comportamento das estacas para atuação do momento fletor e esforço axial

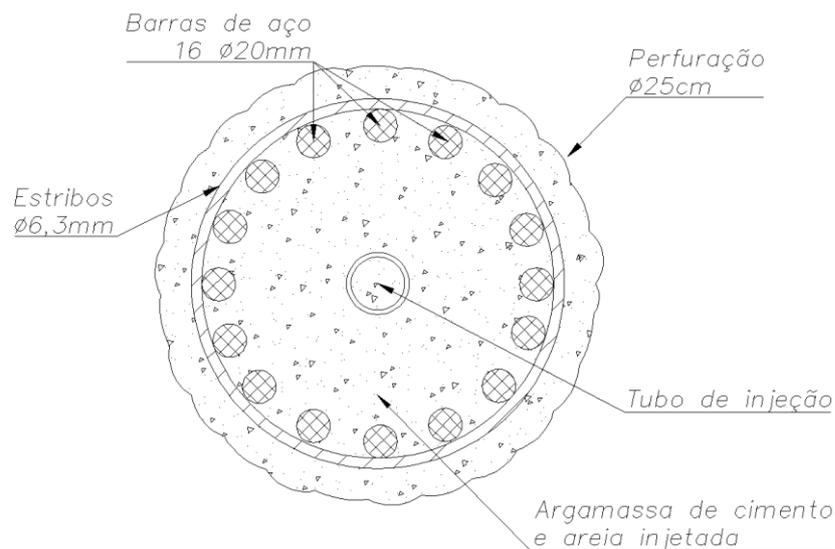


Figura 23: Seção transversal das microestacas

### 7.1.8 Geometria final da solução

A solução contempla um binário de microestacas injetadas, com 25 cm de diâmetro, e espaçamento entre conjuntos de 1,5 m. A distância em relação ao pé do aterro existente deverá ser de 3,0 m, seguindo o mesmo alinhamento. As micro estacas serão unidas na ponta superior por uma viga de coroamento de concreto. A Figura 24 mostra a seção tipo geral da solução.

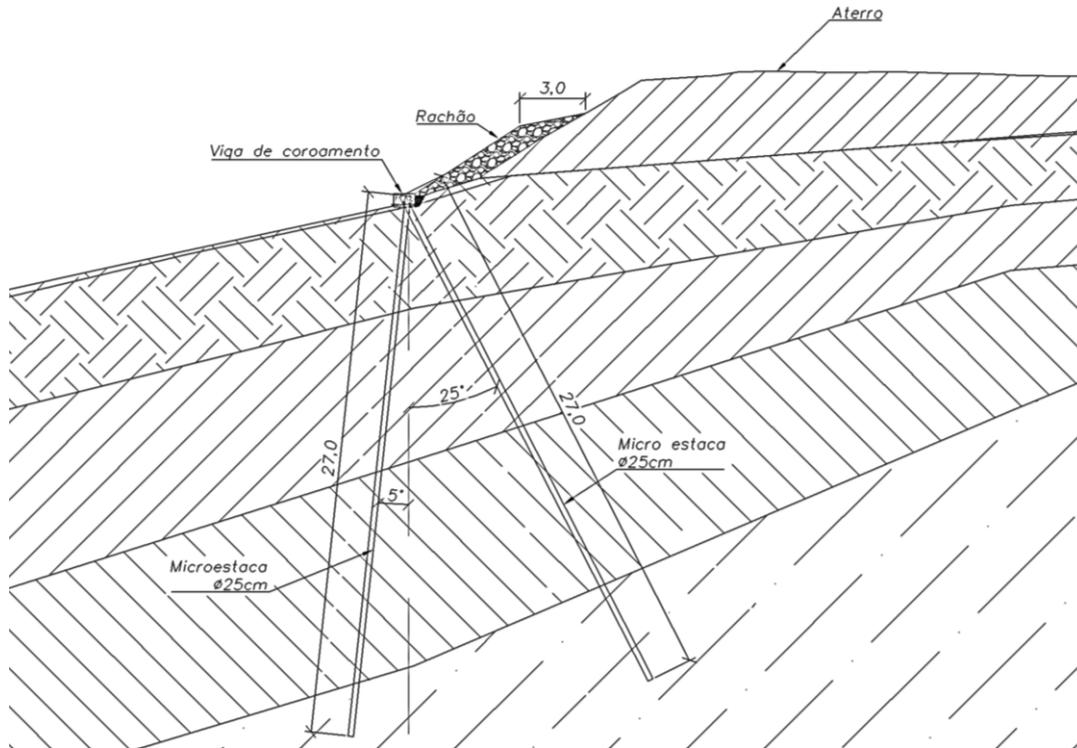


Figura 24: Seção tipo geral da solução

As microestacas deverão ser ancoradas na rocha, portanto o comprimento das mesmas deverá ser de 27 m. Por questões executivas, pelo menos 3 m deverão ser em rocha.

O comprimento da solução (perpendicular ao plano do desenho) será de 62 m, englobando a região de aparecimento das trincas no aterro.

A injeção deverá ser feita com argamassa de cimento e areia, com relação água cimento de 0,5 e resistência à compressão simples aos 28 dias de 20 MPa. A injeção deverá ser feita por meio de um tubo de injeção com pressão de 3 MPa

A viga de coroamento deverá ter 100 cm de base e 60 cm de altura e ser executada com concreto de fck 25 MPa aos 28 dias. O dimensionamento estrutural não será realizado neste trabalho. Para efeito de quantificação será utilizado uma taxa de armadura longitudinal de 0,5%, e estribos de diâmetro 6,3 mm com espaçamento de 20 cm.

Para dar estabilidade ao talude do aterro está previsto a execução de um enrocamento com rachão, o mesmo será executado entre o aterro e a viga de coroamento das micro estacas.

A Figura 25 mostra detalhes da execução do aterro com rachão, filtro de brita e viga de coroamento. Também pode ser visualizada a vista superior da solução, mostrando a disposição das microestacas. O espaçamento entre microestacas consecutivas é de 75 cm, visando a facilidade executiva.

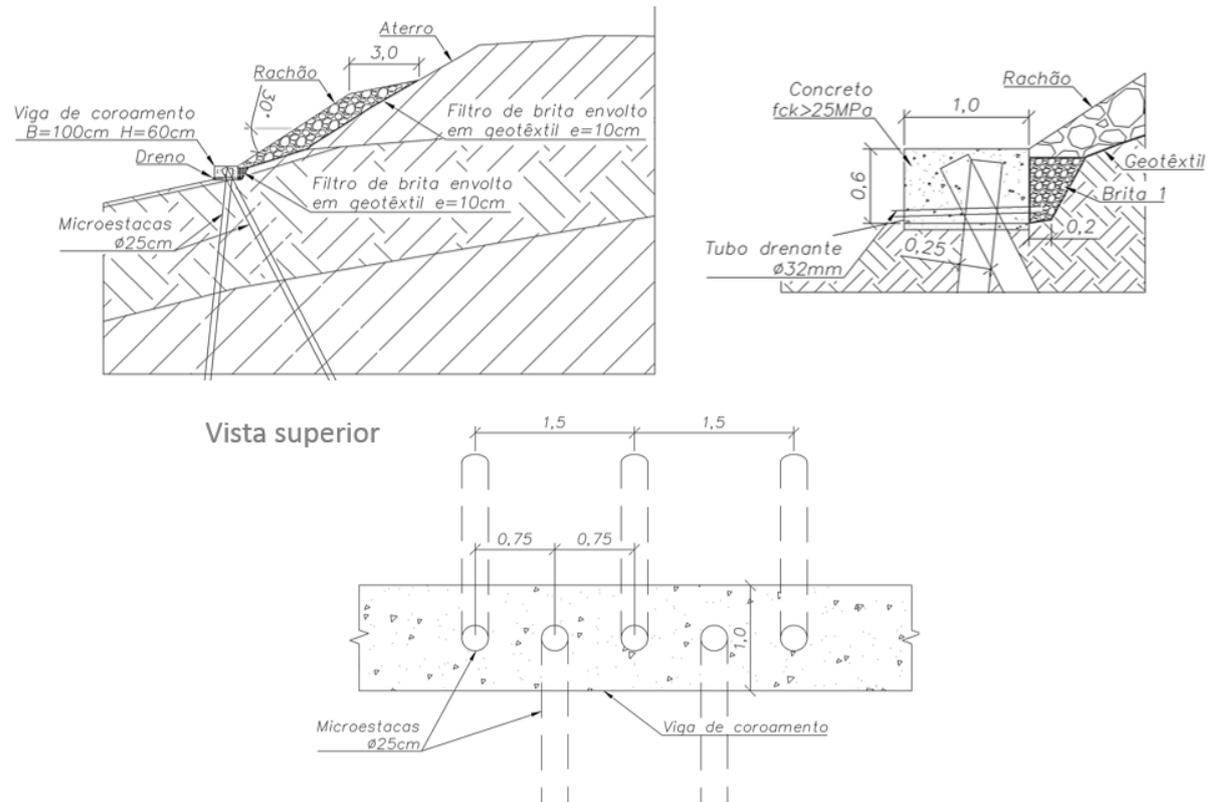


Figura 25: Detalhes e vista superior da solução

## 7.2 ESTABILIZAÇÃO COM MICRO ESTACA ASSOCIADA A TIRANTE

A solução de estabilização com a utilização de microestacas associadas à tirantes é um sistema misto em que as forças estabilizantes são aumentadas por meio de elementos de reforço.

A metodologia de dimensionamento das microestacas é semelhante ao processo descrito no item 7.1, enquanto que o dimensionamento dos tirantes será melhor detalhado nesta seção

### 7.2.1 Determinação da força necessária para estabilizar o talude

A solução prevê a utilização de uma linha de tirantes associada a uma linha de microestacas injetadas, dessa forma, optou-se pela utilização de tirantes com diâmetro de 32 mm com carga de trabalho de 350 kN.

Com o auxílio do *software Slide* verificou-se qual deveria ser o incremento de força estabilizadora no terreno para se atingir o fator de segurança desejado de 1,5, considerando a existência de um tirante mais uma microestaca instalados no terreno.

Como esta análise tem uma nova variável (tirante), optou-se pela definição de um espaçamento de 1,5 m entre cada conjunto de microestaca mais tirante. Dessa forma, encontrou-se um valor de força estabilizadora ( $H_{rec}$ ) de 530 kN para cada 1,5 m de comprimento do talude. Essa força

é o valor que deverá ser transferida ao solo pelas microestacas, por meio da resistência ao cisalhamento e resistência axial. A Figura 26 mostra a análise realizada.

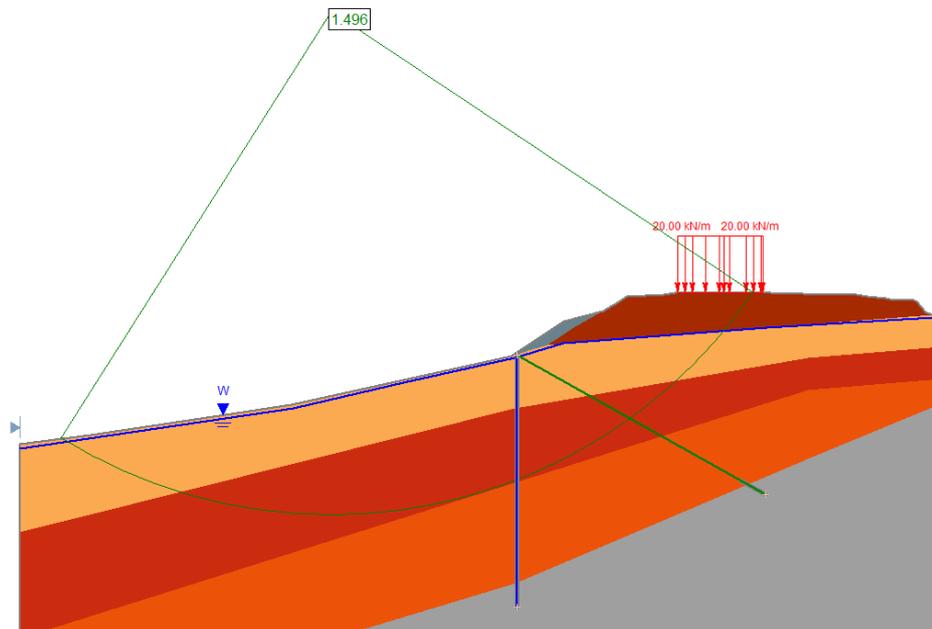


Figura 26: Determinação da força necessária para obter o FS pretendido

## 7.2.2 Avaliação do comprimento das microestacas

Como as forças axiais desenvolvidas na microestaca acima da superfície crítica devem ser ancoradas na região competente abaixo da mesma, é possível definir a força axial máxima que poderá atuar na microestaca ( $P_{ult}$ ), que é dada pela expressão a seguir:

$$P_{ult} = q_s \times L_{acima} \times \pi \times d$$

Onde:

$q_s$  = capacidade resistente na interface solo/nata

$L_{acima}$  = comprimento da microestaca acima da superfície de ruptura

$d$  = diâmetro da microestaca

O valor de  $q_s$  do solo coluvionar foi considerado 50 kPa, enquanto que para o solo residual maduro foi de 150 kPa. O diâmetro da microestaca utilizada foi de 25 cm. Como essa análise é realizada com base no comprimento da microestaca equivalente única, o comprimento acima da superfície de ruptura é de 10,5 m, destes, 5 m são no material coluvionar e 6,5 m são no solo residual maduro. O valor de  $P_{ult}$  encontrado foi de 962 kN.

O comprimento da microestaca abaixo da superfície crítica deverá suportar todo o valor de  $P_{ult}$  calculado acima. Optou-se por realizar toda a ancoragem do valor de  $P_{ult}$  na superfície rochosa, dessa forma, o comprimento de ancoragem em rocha ( $L_{anc}$ ) foi determinado conforme a expressão a seguir:

$$L_{anc} = \frac{P_{ult} \times FS}{q_s \times \pi \times d}$$

Onde:

FS = fator de segurança, adotado 1,5

O valor de  $q_s$  utilizando (1000 kPa) é baseado nas recomendações da FHWA. O valor mínimo de ancoragem em rocha ( $L_{anc}$ ) encontrado é de 1,85 m.

### 7.2.3 Modelagem da geometria

Para a verificação dos esforços e validação de um modelo de solução, foi adotado um binário composto por uma microestaca mais um tirante. Utilizando o *software slide* foi possível verificar a posição mais favorável da microestaca em relação à superfície de ruptura.

A inclinação adotada para a microestaca é aproximadamente vertical, resultando em 24° com a normal da superfície crítica ( $\psi$ ), conforme mostra a Figura 27.

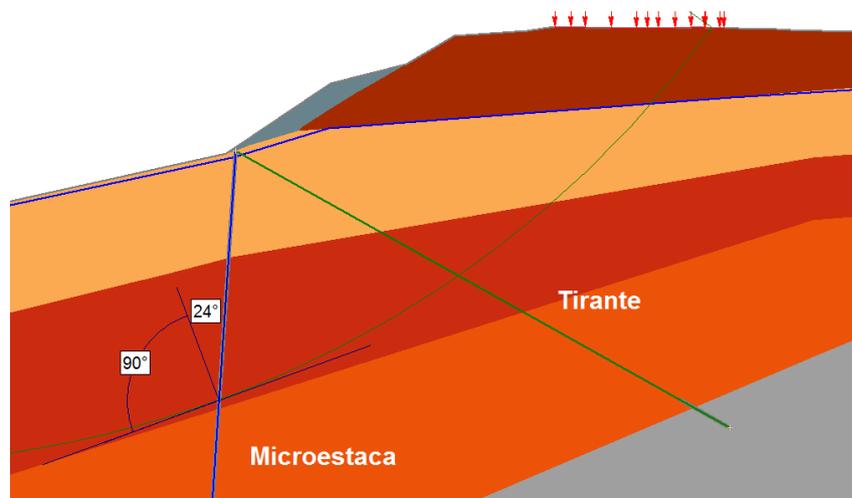


Figura 27: Disposição das microestacas em relação à superfície crítica

### 7.2.4 Verificação da capacidade de resistência da microestaca e espaçamento necessário

Com a definição da posição da microestaca foi possível calcular a capacidade da mesma, considerando a resistência ao cisalhamento ( $Q$ ) e esforço axial ( $H_{ult}$ ), conforme disposto no item 7.1.3. Para tanto, foi considerado uma resistência ao cisalhamento de valor 250 kPa e o valor de  $P_{ult}$  calculado anteriormente igual a 962 kN.

Para valores de  $\psi$  entre 0 e 10° considera-se conservadoramente o valor nulo para valores maiores do que 30° considera-se que o valor mobilizado de  $P = P_{ult}$ . Portanto, para o valor de

24° foi necessário realizar uma interpolação, conforme Figura 28, obtendo-se o valor de  $H_{ult}=560$  kN.

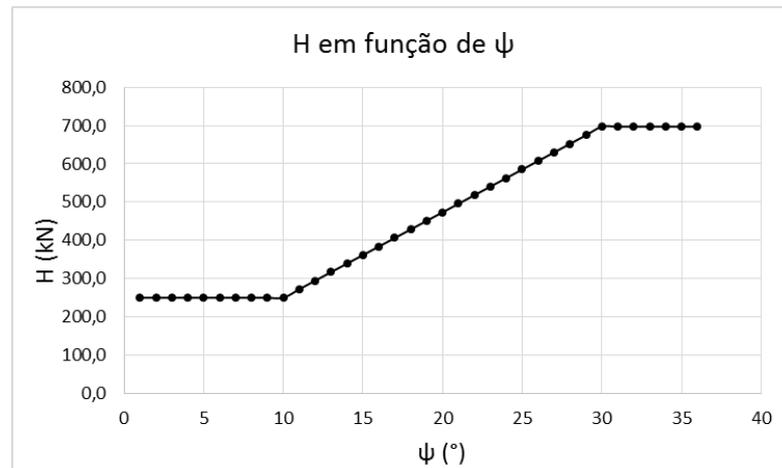


Figura 28: Variação de H em função de  $\psi$

O espaçamento máximo entre estacas foi obtido pela seguinte expressão:

$$S = \frac{H_{ult}}{H_{rec}}$$

Onde  $H_{ult}$  tem o valor de 560 kN e  $H_{rec}$  tem o valor de 530 kN. Dessa forma, o valor de S calculado é igual a unidade. Entretanto, como o espaçamento entre microestacas utilizado no cálculo de  $H_{rec}$  é igual a 1,5 m (item 7.2.1), então o espaçamento entre estacas sucessivas pode ser adotado como 1,5m.

### 7.2.5 Avaliação do potencial fluxo de solo entre as microestacas

Para avaliar o fluxo plástico, deve-se comparar a resistência do solo contra fluxo plástico com metade do valor de  $H_{ult}$ .

A resistência do solo contra o fluxo plástico  $H_{ult \text{ solo-est}}$  é calculado fazendo a integral ao longo da profundidade da força lateral que atua na microestaca por unidade de espessura de solo ( $q$ ). A seguir seguem as equações necessárias ao cálculo do valor de  $q$ , segundo FHWA (2005).

$$q = A \times c \times \left[ \frac{1}{(N_\phi \times \tan\phi)} \times [B - (2 \times E) - 1] + F \right] - c \times (D1 \times F - 2 \times D2 \times N_\phi^{(-0,5)}) + \left( \gamma \times \frac{Z}{N_\phi} \right) \times [(A \times B) - D2]$$

$$N_\phi = \tan^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) + \left( \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$A = D1 \times \left(\frac{D1}{D2}\right)^{[N_{\phi}^{0,5} \times \tan\phi - N_{\phi} - 1]}$$

$$B = \exp\left[\left(\frac{D1 - D2}{D2}\right) \times N_{\phi} \times \tan\phi \times \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right)\right]$$

$$E = [N_{\phi}^{0,5} \times \tan\phi]$$

$$F = \frac{(2 \times \tan\phi) + (2 \times N_{\phi}^{0,5}) + N_{\phi}^{0,5}}{(E + N_{\phi} - 1)}$$

Onde:

$c$  = coesão do material

$\gamma$  = peso específico do material

$D2$  = espaçamento livre entre microestacas

$D1$  = espaçamento entre conjuntos de microestacas ( $D2 + \text{diâmetro}$ )

$\Phi$  = ângulo de atrito do material

$Z$  = profundidade

Compara-se o valor de  $H_{\text{ult solo-est}}$  com o valor de  $H_{\text{ult}}/2$ . Se  $H_{\text{ult solo-est}} \geq H_{\text{ult}}/2$ , não é necessário alterar o valor de espaçamento entre as microestacas. Caso contrário, deve-se reduzir o espaçamento até alcançar a condição necessária.

Para a região da superfície de ruptura, aproximadamente à 12 m de profundidade, o valor de  $H_{\text{ult}}$  encontrado foi de 560 kN. Portanto, não é necessário alterar o espaçamento entre as microestacas.

Tabela 7: Valores para avaliação do fluxo plástico

Z (m)	q (kPa)	$H_{\text{ult solo-est}}$ (kN/m)
1	12,9	12,9
2	22,2	30,4
3	31,4	57,2
4	40,7	93,3
5	50,0	138,6
6	74,6	200,9

7	86,1	281,3
8	97,6	373,2
9	109,1	476,6
10	120,6	591,4
11	132,1	717,8
12	143,6	855,7

### 7.2.6 Verificação da capacidade estrutural das microestacas

Para poder dimensionar a armadura das estacas considerando a interação do momento fletor, foi utilizada uma modelagem em elementos finitos utilizando o *software Phase2*. As propriedades dos materiais foram baseadas em Azambuja *et al.* (2017) e podem ser vistas na Tabela 8.

Tabela 8: Propriedades dos materiais adotados na análise numérica

Material	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito (°)	Coesão (KN/m <sup>2</sup> )	Módulo elasticidade (kPa)	Coef. Poisson
Aterro	18	30	10	50000	0,2
Colúvio	16	28	6	15000	0,4
Solo residual maduro	10	30	7,0	40000	0,3
Solo residual jovem	17	30	10	60000	0,3
Rocha	22	35	100	2000000	0,2

O resultado da análise pode ser visto na Figura 29. Assim como a análise para a solução anterior, os maiores deslocamentos da estaca acontecem na região de transição entre o solo coluvionar e ao solo residual maduro. A região aonde ocorrem as maiores tensões cisalhantes são condizentes com a superfície de ruptura crítica obtida na análise de equilíbrio limite.

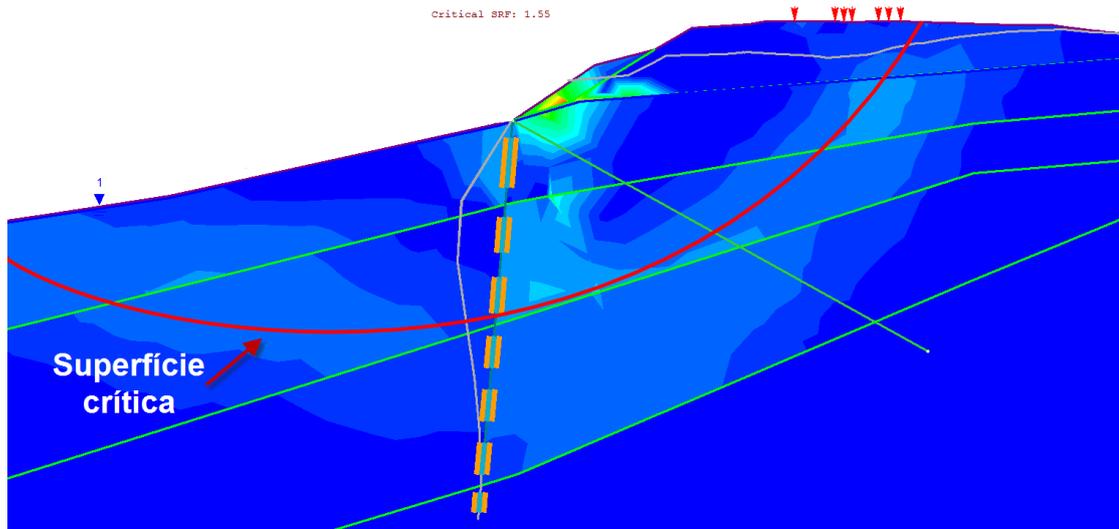


Figura 29: Resultado da análise em elementos finitos (deslocamentos exagerado)

A análise em elementos finitos permitiu a determinação dos momentos fletores atuantes na microestaca. Os maiores valores foram no entorno da profundidade de 7 m, com valor em módulo de 60 kNm, conforme a Figura 30.

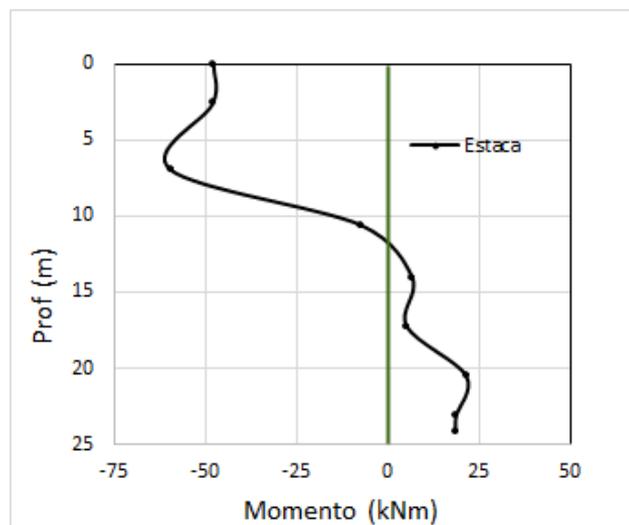


Figura 30: Distribuição dos momentos fletores ao longo do estaca

O dimensionamento da armadura das microestacas ao esforço cisalhante foi feito com base no critério de ruptura de Von Mises:

$$A_s = Q \times \frac{\sqrt{3}}{\sigma_e}$$

Onde:

$A_s$  = área de aço calculada

$Q$  = esforço cisalhante atuante (250 kN)

$\Sigma e$  = tensão de escoamento do aço

A área de aço encontrada foi de 8,7 cm<sup>2</sup>.

Para o dimensionamento das armaduras para o momento fletor máximo (60 kNm) e do esforço axial máximo de compressão (815 kN) foi utilizado um software que gerou as curvas de resistência para a seção da estaca. A Figura 31 mostra o resultado dos cálculos realizados.

Como a estaca tem inclinação para a direita na seção de estudo, a tendência é que ocorra a compressão das mesmas. Entretanto, como forma de ser conservador nos cálculos, a força de compressão na estaca será desconsiderada nos cálculos da armadura.

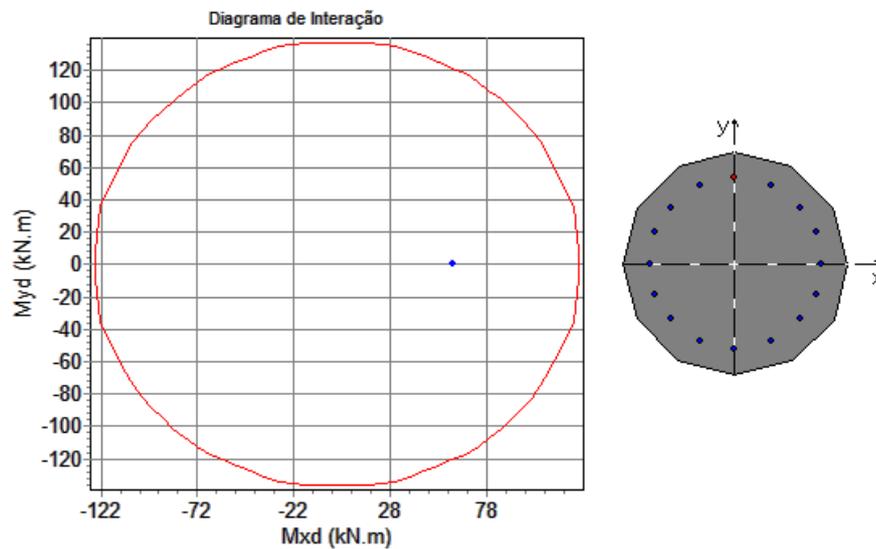


Figura 31: Comportamento das estacas para atuação do momento fletor e esforço axial

Juntamente com as armaduras necessárias ao momento fletor, soma-se a armadura necessárias ao esforço cisalhante máximo. Dessa forma, a área de aço total na seção é de na seção 50,4 cm<sup>2</sup>, distribuída uniformemente ao longo do perímetro da seção, considerando m cobrimento de 2,0 cm e estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 25 cm, conforme a Figura 32.

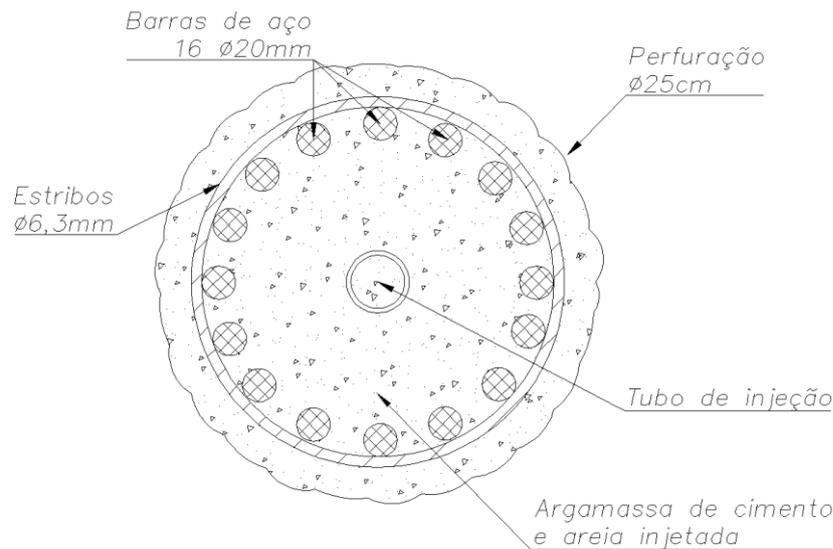


Figura 32: Seção transversal das microestacas

### 7.2.7 Determinação do comprimento de ancoragem dos tirantes

Os tirantes utilizados na solução deverão ter carga de trabalho de 350 kN, diâmetro de 32 mm e perfuração de 120 mm. Optou-se pela ancoragem total das cargas na região de rocha sã do perfil. O cálculo do comprimento de ancoragem necessário foi realizado pela seguinte expressão.

$$L_{anc} = \frac{T \times FS}{q_s \times \pi \times d}$$

Onde:

T = carga de trabalho (350 kN)

FS = fator de segurança (1,5)

$q_s$  = capacidade resistente na interface solo/nata (1000 kPa)

d = diâmetro da perfuração (120 mm)

O valor de  $q_s$  foi adotado conservadoramente como 1000 kPa, embora vários estudos como Azevedo *et al.* (2018) mostram que os valores de  $q_s$  para rocha basáltica da Formação Serra Geral possam chegar próximos à 5000 KPa.

O valor mínimo de ancoragem em rocha ( $L_{anc}$ ) é de 1,4 m. Será adotado o comprimento mínimo de ancoragem em rocha de 2,0 m.

## 7.2.8 Geometria final da solução

A solução é mista, composta por uma microestaca de 25 cm de diâmetro e um tirante com diâmetro de 32 mm e carga de trabalho de 350 kNm. O espaçamento entre conjuntos deverá ser de 1,5 m.

A distância em relação ao pé do aterro existente deverá ser de 3 m, seguindo o mesmo alinhamento. As microestacas serão unidas na região da cabeça por uma viga de coroamento de concreto. O comprimento total da solução deverá ser de 62 m, englobando a região de aparecimento das trincas no aterro. A Figura 33 mostra a seção tipo geral da solução.

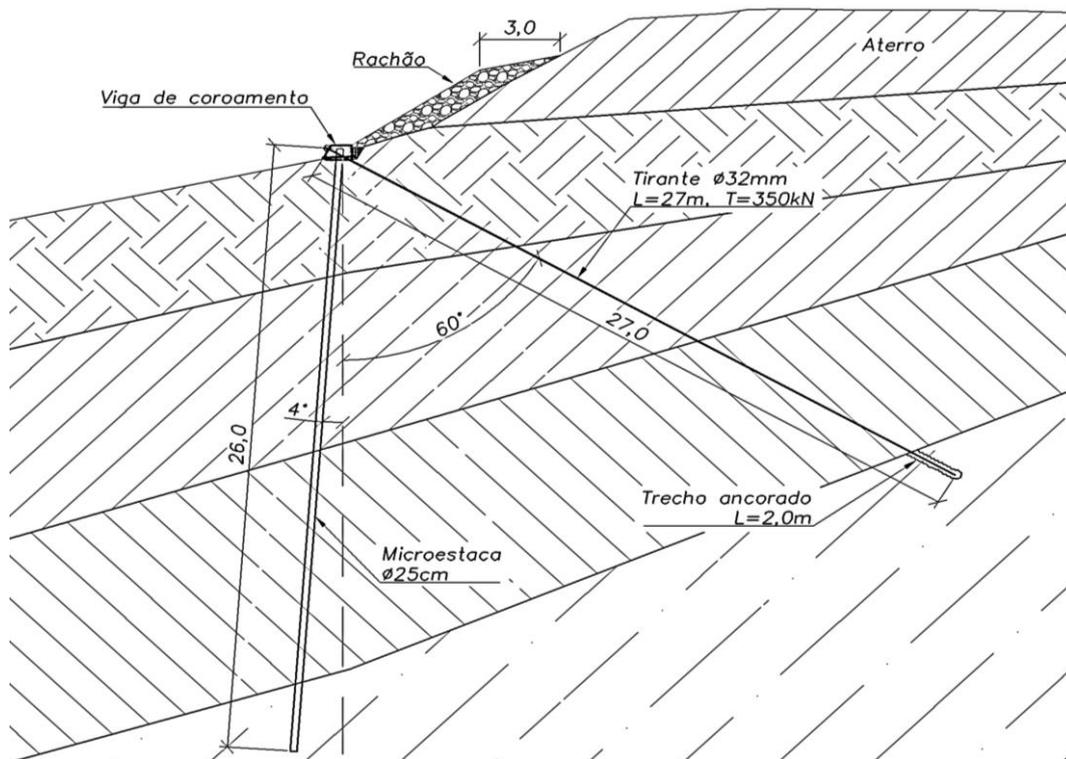


Figura 33: Seção tipo geral da solução

As microestacas deverão ser ancoradas na rocha, portanto o comprimento deverá ser de 26 m, destes, por questões executivas, pelo menos 3 m deverão ser em rocha. Os tirantes deverão ter comprimento de 27 m, destes, pelo menos 3 m deverão ser em rocha.

A injeção das estacas deverá ser feita com argamassa de cimento e areia, com relação água cimento de 0,5, resistência à compressão simples aos 28 dias de 20 Mpa, e ser realizada por meio de tubo de injeção com pressão de 3 Mpa. A injeção dos tirantes deverá ser feita com nata de cimento de relação água cimento de 0,5, a ser realizada por meio de tubo de injeção com pressão de 5 Mpa.

Para dar estabilidade ao talude do aterro está previsto a execução de um enrocamento com rachão, o mesmo será executado entre o aterro e a viga de coroamento.

A viga de coroamento deverá ter 100 cm de base e 60 cm de altura e ser executada com concreto de  $f_{ck} \geq 25$  MPa aos 28 dias. O dimensionamento estrutural não será realizado neste trabalho.

Para efeito de quantificação será utilizado uma taxa de armadura longitudinal de 0,5%, e estribos de diâmetro 6,3 mm com espaçamento de 20 cm.

A Figura 34 mostra detalhes da execução da solução, incluindo o aterro com rachão e a drenagem interna. Também é apresentada a vista superior da solução, mostrando a disposição das microestacas e dos tirantes.

A posição das estacas e dos tirantes deverá ser alternada e com espaçamento de 75 cm. Este espaçamento foi adotada para facilitar a execução da solução.

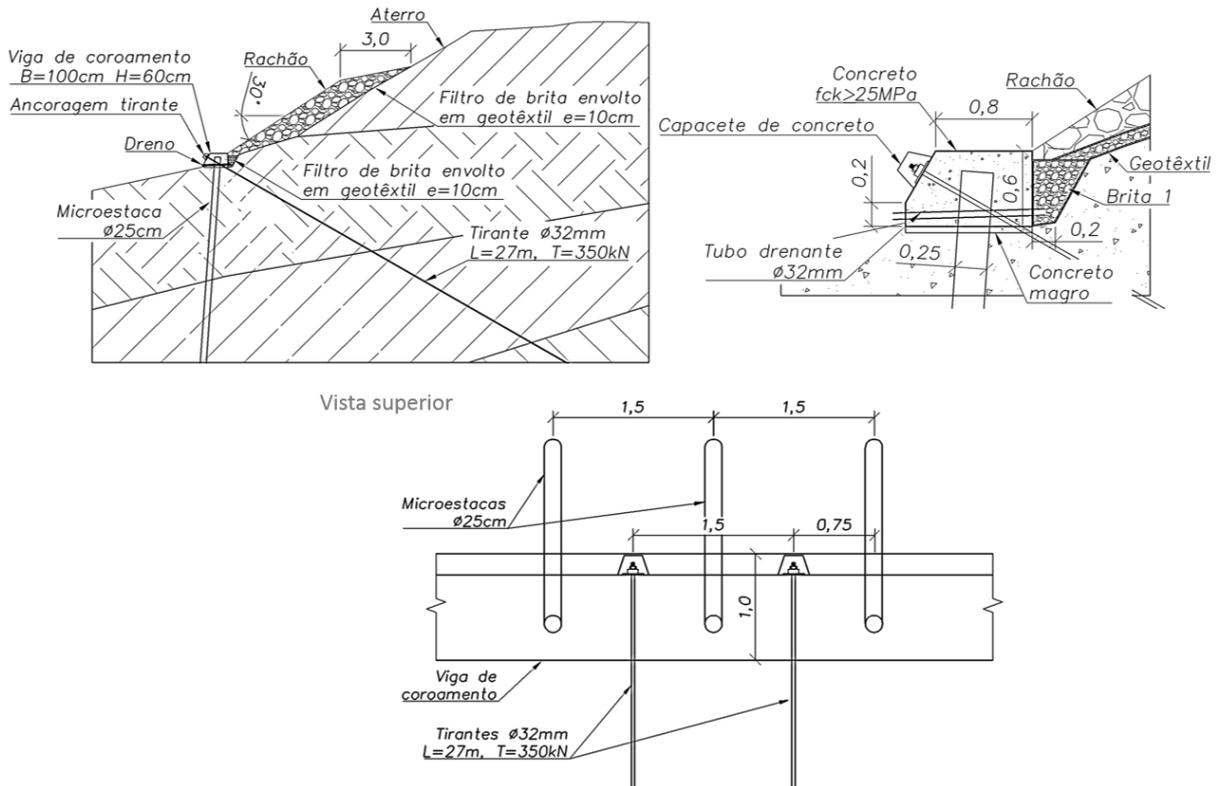


Figura 34: Detalhes e vista superior da solução

### 7.3 DRENAGEM SUBSUPERFICIAL

Conforme foi mostrado no item 4, a tubulação de drenagem existente sob o aterro se encontra danificado e com deformações expressivas, apresentando fuga de água para dentro do aterro.

#### 7.3.1 Cálculo da vazão de projeto

O cálculo do volume de água escoada foi realizado pelo Método Racional, segundo a expressão:

$$Q = 0,0028 \times C \times i \times A$$

Onde:

Q = vazão escoada (m<sup>3</sup>/s)

A = área de contribuição (ha)

i = intensidade da chuva (mm/h)

C = coeficiente de deflúvio

O coeficiente de deflúvio adotado (0,65) é proposto por R. Peltier e J. L. Bonneenfant, segundo recomendação de Jabor (2018). Os mesmos são mostrados na Figura 35.

NATUREZA DA COBERTURA	0 < A < 10ha			
	<5%	5%-10%	10%-30%	>30%
Plataformas e pavimentos de estradas	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrenos Desnudos ou Erodidos	0,55	0,65	0,70	0,75
Culturas Correntes e Pequenos Bosques (região montanhosa com rocha)	0,50	0,55	0,60	0,65
Matas e Cerrados (região montanhosa)	0,45	0,50	0,55	0,60
Floresta comum (região plana)	0,30	0,40	0,50	0,60
Floresta Densa (região plana com alagadiço)	0,20	0,25	0,30	0,40

Figura 35: Coeficiente C por R. Peltier e J.L. Bonneenfant, adaptado de Jabor (2018)

A área de contribuição foi calculada com base na topografia extraída do *Google Earth* e resultou em 0,17 km<sup>2</sup> ou 17 hectares. Conforme pode ser vista na Figura 36.

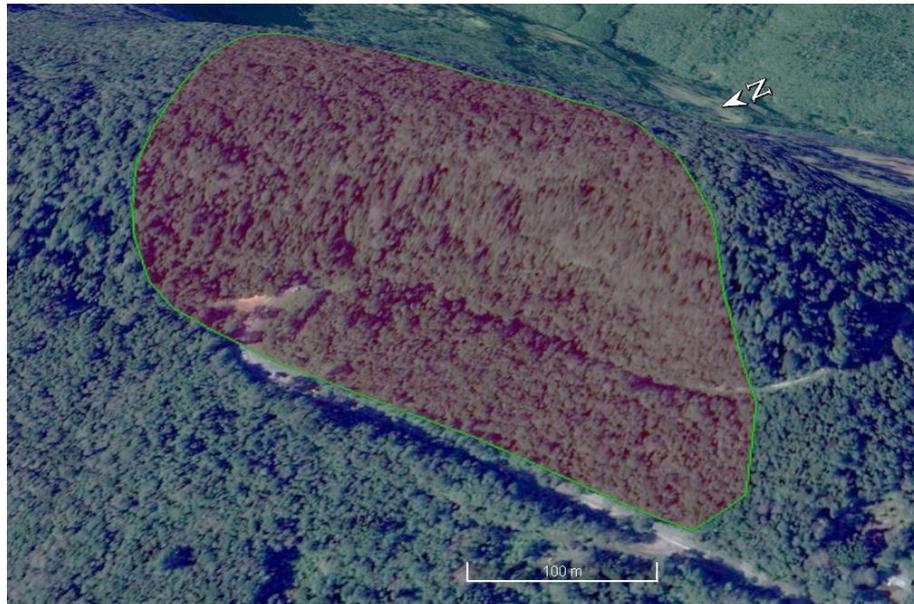


Figura 36: Área de contribuição (imagem do Google Earth)

A intensidade da chuva de projeto foi definida com base na curva Intensidade – Duração - Frequência (IDF) feita com base em dados de pluviometria colhidos pela estação pluviométrica

2950063 - Vila Tainhas, localizada no município de São Francisco de Paula. Foram utilizados os coeficientes de desagregação de DAEE/CETESB (1980). Conforme recomendação do Manual de Drenagem do DNIT (2006), foi utilizado o tempo de retorno de 10 anos, e tempo de concentração de 5 minutos, resultando na precipitação 145,3 mm/h. A Figura 37 mostra a curva IDF calculada e adotada neste projeto.

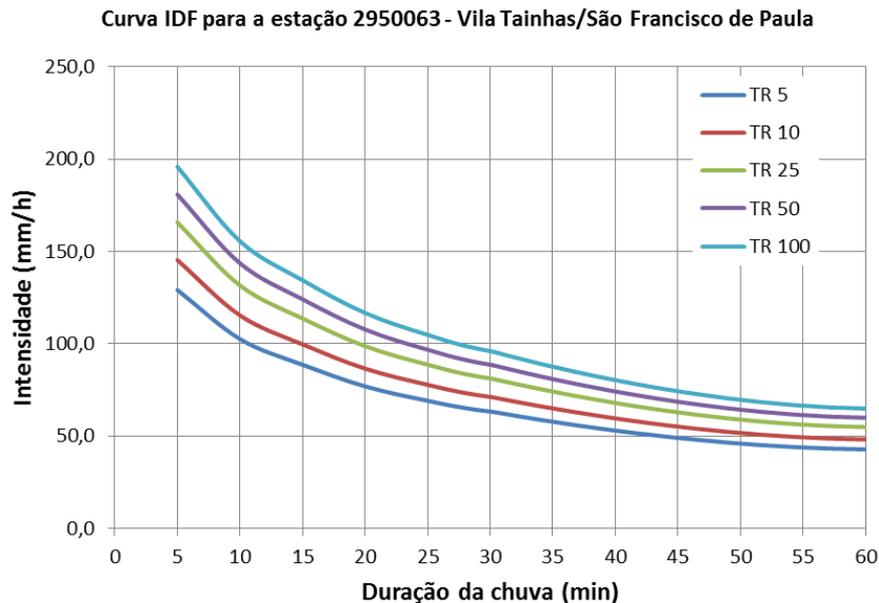


Figura 37: Curva IDF calculada da estação 2950063 - Vila Tainhas

Aplicando a formulação do método racional, a vazão final de projeto é de 4,5 m<sup>3</sup>/s.

### 7.3.2 Dimensionamento do bueiro de drenagem

O bueiro de drenagem existente apresenta danos na estrutura, aberturas em emendas e deformações excessivas. Dessa forma, optou-se pela desativação do mesmo e implantação de um novo sistema.

O novo sistema de drenagem consiste em duas tubulações de PEAD com diâmetros menores. A implantação será feita pelo método não destrutivo do aterro, com perfuração direcional e que não necessita de interdição no fluxo da via.

O dimensionamento da vazão dos bueiros foi feito com base na equação de Manning, considerando o tubo um canal aberto e funcionando como conduto não forçado:

$$Q = \frac{1}{n} A_m \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s)

A<sub>m</sub> = área molhada da seção (m<sup>2</sup>)

R<sub>h</sub> = raio hidráulico (m)

$S$  = declividade (m/m)

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning

Os valores de coeficiente de rugosidade de Manning foram baseados em estudos realizados na Universidade de Alberta/EUA em 1986 em tubos de PVC e são apresentados na Figura 38.

<b>Sumário do Resultado dos Testes Universidade de Alberta - 1986</b>				
Tipo e Seção do Tubo	Nº de Testes	Valores de Manning		
		Máximo	Mínimo	Média
200 mm PVC	63	0,0115	0,0080	0,0088
250 mm PVC	60	0,0104	0,0077	0,0089
450 mm PVC	62	0,0096	0,0073	0,0091

Figura 38: Valores de coeficiente de rugosidade, adaptado de ABTC (2004)

Usando uma tubulação de 630 mm de diâmetro, trabalhando com uma lâmina de água máxima de 0,75 vezes o valor do diâmetro e declividade de 0,075, chega-se que o valor da área molhada é de 0,25 m<sup>2</sup> e o perímetro molhado é de 1,32 m, portanto o raio hidráulico de 0,19 m.

Utilizando o coeficiente de rugosidade Manning igual a 0,009, chega-se que a vazão escoada por um tubo de 630 mm de diâmetro é de 2,52 m<sup>3</sup>/s. Usando duas tubulações paralelas a vazão escoada é de aproximadamente 5,0 m<sup>3</sup>/s, satisfazendo a vazão de projeto que é de 4,5 m<sup>3</sup>/s.

O diâmetro da perfuração para tubos de PEAD com diâmetro de 630 mm, deve ser de 930 mm, segundo Dezotti (2018), Figura 39.

Diâmetro do tubo (mm)	Diâmetro de alargamento (mm)
< 200	Diâmetro do tubo + 100 mm
200 a 600	Diâmetro do tubo x 1,5
> 600	Diâmetro do tubo + 300 mm

Figura 39: Diâmetros de perfuração para instalação de tubos de PEAD

A tubulação atualmente existente servirá como furo base para a instalação de um dos tubos de PEAD, o restante da cavidade deverá ser preenchida com argamassa de solo cimento fluída. O outro tubo deverá ser instalado ligeiramente ao lado, por meio de perfuração dirigida.

Está prevista a construção de uma canaleta de drenagem para a coleta da água proveniente dos tubos de drenagem, porém, as mesmas não serão objeto de estudo deste trabalho.

A Figura 40 mostra o detalhe da instalação dos novos tubos de drenagem.

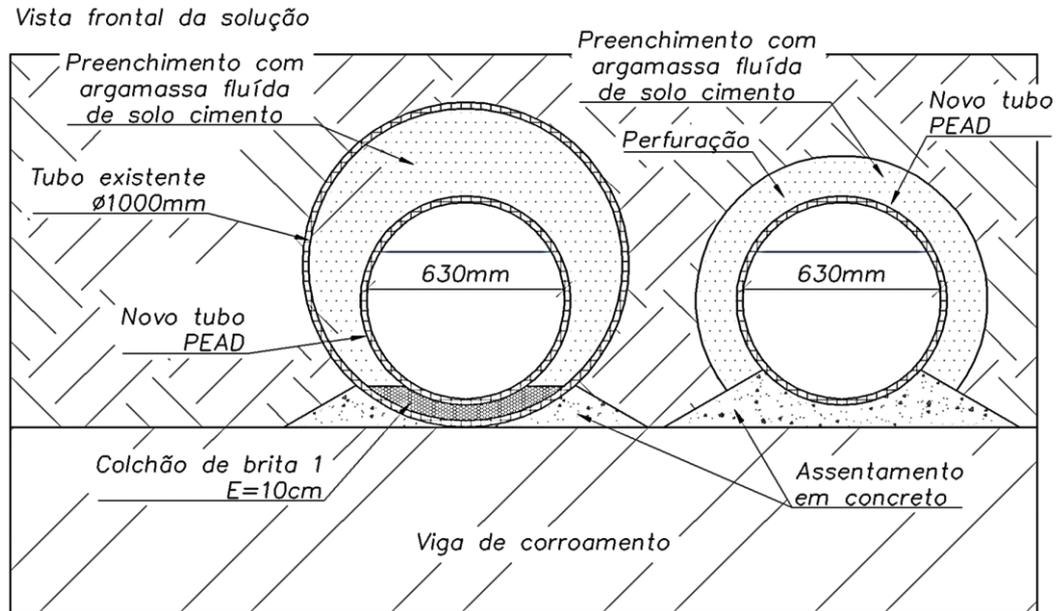


Figura 40: Detalhe da instalação dos tubos de drenagem

## 8 QUANTIFICAÇÃO DAS SOLUÇÕES

Nesta seção do trabalho serão apresentados os quantitativos de materiais necessários para se executar cada uma das soluções apresentadas. As quantidades de materiais foram calculadas com base nas seções tipo das soluções. Os preços utilizados têm como principal origem o SICRO (outubro de 2018). Para insumos que não constavam no SICRO foram utilizados preços comuns praticados no mercado. Para a estimativa de custo de execução do sistema de drenagem foram usados preços calculados por Milagros Alvarez Sanz (2017), onde foram considerados custos de materiais, execução e estoque de materiais.

O custo de execução da solução com o binário de microestacas é de R\$ 1.292.740,22, enquanto que a solução utilizando microestacas e tirantes é de R\$ 969.192,80.

## 8.1 SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO UTILIZANDO BINÁRIO DE MICROESTACAS

Estabilidade de Talude Rodoviário						
Solução de estabilização com microestacas						
QUANTIDADES E PREÇOS PREVISTOS					Data Base: OUT/2018	
ITEM	REFERÊNCIA	DESCRIÇÃO	UN.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
<b>1.0</b>	<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>					
1.1	5501700	Remoção de árvores de pequeno porte	m²	2.250,00	0,41	922,50
1.2	5502985	Limpeza mecanizada do terreno	m²	2.250,00	0,39	877,50
<b>2.0</b>	<b>ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE</b>					
<b>2.1</b>	<b>Escavação e regularização do terreno</b>					
2.1.1	4805757	Escavação em material de primeira categoria	m³	27,30	5,97	162,98
2.1.2	4915671	Reaterro e compactação com soquete vibratório	m³	9,60	13,99	134,30
<b>2.2</b>	<b>Execução das microestacas</b>					
2.2.1	2306069	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção (*)	m	340,20	487,59	165.878,12
2.2.2	2306064	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção (*)	m	1.927,80	211,22	407.189,92
2.2.3	407819	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação (**)	kg	62.687,00	8,38	525.317,06
2.2.4	M1876	Válvula manchete - D = 32 mm	UN.	2.268,00	1,74	3.941,56
2.2.5	Preço de mercado	Tubo pvc rígido D=32mm	m	2.268,00	4,50	10.206,00
<b>2.3</b>	<b>Viga de coroamento</b>					
2.3.1	4915609	Regularização do terreno com apiloamento de fundo	m²	75,00	1,70	127,50
2.3.2	1106057	Concreto de regularização	m³	3,13	270,82	846,31
2.3.3	1119528	Concreto fck = 25 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	37,50	288,45	10.816,88
2.3.4	407819	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	1490,00	8,21	12.232,90
2.3.5	3108008	Forma de compensado 10mm utilização de 3 vezes - confecção, instalação e retirada	m²	137,50	65,18	8.962,25
<b>2.4</b>	<b>Execução do aterro com rachão e drenagem interna</b>					
2.4.1	2003866	Aplicação de geotextil não-tecido agulhado RT 14	m²	1.148,00	5,76	6.612,48
2.4.2	2003850	Lastro de brita comercial	m³	26,25	71,18	1.868,48
2.4.3	Preço de mercado	Tubo de PVC 32mm	m	50,50	6,60	333,30
2.4.4	1505877	Enrocamento com pedra de mão, espalhamento e compactação mecânica - fornecimento e assentamento	m³	357,20	75,01	26.793,57
2.4.5	5914389	Transporte com caminhão basculante de 10 m³ - 40km	tkm	31.434,00	0,43	13.516,62
<b>3.0</b>	<b>RECUPERAÇÃO DA DRENAGEM</b>					
3.1	-	Execução de sistema de drenagem com tubo PEAD D=630mm, método não destrutivo, incluindo execução e material (***)	m²	80,00	1200,00	96.000,00
<b>Valor Total</b>						<b>1.292.740,22</b>
Obs:						
*A execução das microestacas foi considerado como semelhante à execução de estacas raiz pelo SICRO.						
** Armadura complementar em relação à quantidade de armadura prevista na composição do sicro - itens 2.2.1 e 2.2.2.						
*** Custo de execução relatado por MILAGROS ALVAREZ SANZ (2017).						

## 8.2 SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO UTILIZANDO MICROESTACAS E TIRANTES

Estabilidade de Talude Rodoviário						
Solução de estabilização com microestacas mais tirantes						
QUANTIDADES E PREÇOS PREVISTOS					Data Base: OUT/18	
ITEM	REFERÊNCIA	DESCRIÇÃO	UN.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	PREÇO TOTAL (R\$)
<b>1.0 SERVIÇOS PRELIMINARES</b>						
1.1	5501700	Remoção de árvores de pequeno porte	m²	2.250,00	0,41	922,50
1.2	5502985	Limpeza mecanizada do terreno	m²	2.250,00	0,39	877,50
<b>2.0 ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE</b>						
<b>2.1 Escavação e regularização do terreno</b>						
2.1.1	4805757	Escavação em material de primeira categoria	m³	27,30	5,97	162,98
2.1.2	4915671	Reaterro e compactação com soquete vibratório	m³	9,60	13,99	134,30
<b>2.2 Execução das microestacas</b>						
2.2.1	2306069	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção (*)	m	163,80	487,59	79.867,24
2.2.2	2306064	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção (*)	m	928,20	211,22	196.054,40
2.2.3	407819	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação (**)	kg	30.182,88	8,38	252.932,53
2.2.4	M1876	Válvula manchete - D = 32 mm	UN.	1.092,00	1,74	1.897,79
2.2.5	Preço de mercado	Tubo pvc rígido D=32mm	m	1.092,00	4,50	4.914,00
<b>2.3 Execução dos chumbadores</b>						
2.3.1	5605882	Tirante permanente protendido de aço D = 32 mm, tipo Dywidag ST 85/100, T=350kN, sem perfuração	m	1.134,00	196,58	222.921,72
2.3.2	M2031	Porca de ancoragem para tirante	UN.	42,00	102,60	4.309,20
2.3.3	M3090	Placa de ancoragem para tirante	UN.	42,00	49,05	2.060,10
2.3.4	5605938	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria D=120 mm	m	963,90	15,44	14.882,62
2.3.5	5605940	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria D=120 mm	m	170,10	43,78	7.446,98
<b>2.4 Viga de coroamento</b>						
2.4.1	4915609	Regularização do terreno com apiloamento de fundo	m²	75,00	1,70	127,50
2.4.2	1106057	Concreto de regularização	m³	3,13	270,82	846,31
2.4.3	1119528	Concreto fck = 25 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	37,50	288,45	10.816,88
2.4.4	407819	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	1696,90	8,21	13.931,55
2.4.5	3108008	Forma de compensado 10mm utilização de 3 vezes - confecção, instalação e retirada	m²	137,50	65,18	8.962,25
<b>2.5 Execução do aterro com rachão e drenagem interna</b>						
2.5.1	2003866	Aplicação de geotextil não-tecido agulhado RT 14	m²	1.148,00	5,76	6.612,48
2.5.2	2003850	Lastro de brita comercial	m³	26,25	71,18	1.868,48
2.5.3	Preço de mercado	Tubo de PVC 32mm	m	50,50	6,60	333,30
2.5.4	1505877	Enrocamento com pedra de mão, espalhamento e compactação mecânica - fornecimento e assentamento	m³	357,20	75,01	26.793,57
2.5.5	5914389	Transporte com caminhão basculante de 10 m³ - 40km	tkm	31.434,00	0,43	13.516,62
<b>3.0 RECUPERAÇÃO DA DRENAGEM</b>						
3.1	-	Execução de sistema de drenagem com tubo PEAD D=630mm, método não destrutivo, incluindo execução e material (***)	m²	80,00	1200,00	96.000,00
<b>Valor Total</b>						<b>969.192,80</b>
Obs:						
*A execução das microestacas foi considerado como semelhante à execução de estacas raiz pelo SICRO.						
** Armadura complementar em relação à quantidade de armadura prevista na composição do sicro - itens 2.2.1 e 2.2.2.						
*** Custo de execução relatado por MILAGROS ALVAREZ SANZ (2017).						

## 9 QUANTIFICAÇÃO DAS EMISSÕES DE CO<sub>2</sub>

Neste item será apresentado o estudo das soluções com base na Análise do Ciclo de Vida Energético (ACVE), que tem como objetivo mensurar de forma quantitativa o impacto que a implantação das soluções causaria sobre o meio ambiente.

A ACVE é baseado na análise de todas as entradas de energia que acontecem em uma obra ou em um projeto. São considerados entradas de energia em uma obra, por exemplo, o consumo de combustível para fazer o transporte de materiais até o local, a energia elétrica ou térmica usada para a fabricação do cimento e do aço e entre outras formas.

Com os dados referentes ao consumo energético de um determinado material é possível estimar a quantidade de gases que contribuem para o efeito estufa que foram emitidos por ele. O gás que mais contribui para o efeito estufa é o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), dessa forma, com a ACVE é possível estimar a quantidade de CO<sub>2</sub> emitida por todos os materiais e serviços envolvidos no projeto de engenharia, mensurando assim, o seu impacto sobre o meio ambiente. Com essa análise é possível propor alternativas de mitigação dos efeitos produzidos através da captação de CO<sub>2</sub> da atmosfera, dentre outras forma, pela plantação de árvores.

### 9.1 FATORES DE EMISSÃO

A análise do ciclo de vida de um determinado material, desde a captação das matérias primas para sua produção até o uso final é bastante complexo e os dados nem sempre estão disponíveis. Dessa forma, a quantificação das emissões de CO<sub>2</sub> podem ser feitas por meio dos Fatores de Emissão (FE).

Os FE são entendidos como a quantidade de CO<sub>2</sub> gerado por uma unidade de produto produzido ou usado, por exemplo, toneladas de CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> de concreto ou toneladas de CO<sub>2</sub>/litro de diesel queimado.

Os valores de FE podem ser obtidos por meio da análise detalhada do ciclo produtivo dos produtos ou por meio de dados de produção das indústrias, que incluem a quantidade total produzida e os gastos totais com energia elétrica, transporte e outras formas de gastos energético. Ainda, podem ser consideradas as emissões que ocorrem devido a reações químicas durante a produção e processamento dos materiais.

Neste trabalho serão utilizados dados de FE obtidos na literatura, como em dissertações de mestrados, teses de doutorado e dados de inventários de empresas.

### 9.2 EMISSÕES DE CO<sub>2</sub>

As emissões totais de CO<sub>2</sub> foram feitas com base no quantitativo de materiais para cada uma das soluções propostas. Neste trabalho serão considerados somente os materiais utilizados na execução das soluções, não sendo consideradas emissões provenientes do consumo de combustível para a movimentação de terra. O transporte dos materiais até o local da obra será considerado apenas para o rachão.

### 9.2.1 Solução de estabilização com microestacas

A Tabela 9 mostra os materiais utilizados na solução de estabilização com microestacas mais sistema de drenagem com suas respectivas emissões.

Tabela 9: Emissões de CO<sub>2</sub> por materiais e serviços – microestacas

Material	Quantidade	Und.	FE	Und.	Emissão (ton. CO <sub>2</sub> )
<b>Concreto fck=25MPa</b>	38,5	m <sup>3</sup>	0,362 <sup>1</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	13,94
<b>Concreto magro</b>	3,2	m <sup>3</sup>	0,329 <sup>1</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	1,05
<b>Argamassa</b>	111,3	m <sup>3</sup>	0,318 <sup>2</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	35,39
<b>Arg. solo-cimento (10% cimento)</b>	35,0	m <sup>3</sup>	0,978 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	3,42
<b>Aço</b>	82,3	ton.	1,750 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /ton.	144,03
<b>Formas e=10mm</b>	137,5	m <sup>2</sup>	0,009 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup>	1,24
<b>Brita 1</b>	26,3	m <sup>3</sup>	0,006 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	0,16
<b>Rachão</b>	357,2	m <sup>3</sup>	0,010 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	3,57
<b>Tubo PVC D32</b>	2318	m	0,001 <sup>4</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m	2,32
<b>Tubo PEAD</b>	80,0	m	0,034 <sup>4</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m	2,72
<b>Geotêxtil</b>	1148,0	m <sup>2</sup>	5,0E-4 <sup>4</sup>	ton.CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup>	0,57
<b>Transporte rachão (ida e volta)</b>	35754,0	ton.km	6,3E-5 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /t.km	2,25
<b>Total</b>					<b>210,66</b>

1 – Barboza e Bastos (2008)

2 – Silva (2006)

3 – Costa (2013)

4- Braskem (2012)

O material que mais emite CO<sub>2</sub> é o aço, representando 68% das emissões totais, sendo seguindo por materiais que utilizam cimento, cerca de 26%, enquanto que o restante dos insumos e serviços correspondem a 6,1%. A Figura 41 mostra graficamente as distribuição de emissões de CO<sub>2</sub>.

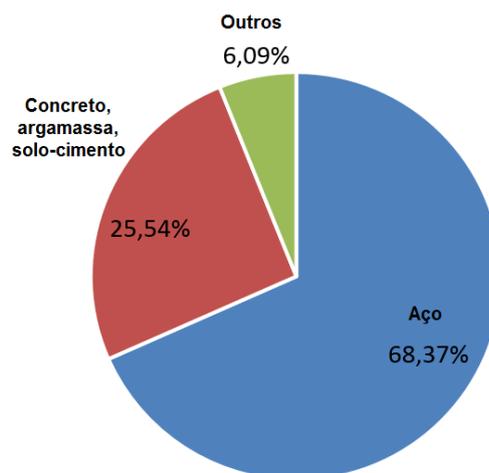


Figura 41: Emissões por categorias de materiais

Segundo estudo realizado pelo Instituto Totum, ESALQ-USP e a Fundação SOS Mata Atlântica estima-se que cada árvore da mata atlântica absorve 163 kg CO<sub>2</sub> ao longo de seus primeiros 20 anos (Instituto Totum, 2019), dessa forma, pode-se compensar as emissões de CO<sub>2</sub> por meio do plantio de 1295 árvores nativas da mata atlântica.

### 9.2.2 Solução de estabilização com microestacas e tirantes

A Tabela 10 mostra os materiais utilizados na solução de estabilização com microestacas e tirantes mais sistema de drenagem com suas respectivas emissões.

Tabela 10: Emissões de CO<sub>2</sub> por materiais e serviços –microestacas e tirantes

Material	Quantidade	Und.	FE	Und.	Emissão (ton. CO <sub>2</sub> )
Concreto fck=25MPa	38,5	m <sup>3</sup>	0,362 <sup>1</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	13,94
Concreto magro	3,2	m <sup>3</sup>	0,329 <sup>1</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	1,05
Argamassa	72,8	m <sup>3</sup>	0,318 <sup>2</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	23,15
Arg. solo-cimento (10% cimento)	35,0	m <sup>3</sup>	0,978 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	3,42
Aço	52,5	ton.	1,750 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /ton.	91,9
Formas e=10mm	137,5	m <sup>2</sup>	0,009 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup>	1,24
Brita 1	26,3	m <sup>3</sup>	0,006 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	0,16
Rachão	357,2	m <sup>3</sup>	0,010 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup>	3,57
Tubo PVC D32	1150	m	0,001 <sup>4</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m	2,32

<b>Tubo PEAD</b>	80,0	m	0,034 <sup>4</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /m	2,72
<b>Geotêxtil</b>	1148,0	m <sup>2</sup>	5,0E-4 <sup>4</sup>	ton.CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup>	0,57
<b>Transporte ração (ida e volta)</b>	35754,0	ton.km	6,3E-5 <sup>3</sup>	ton. CO <sub>2</sub> /t.km	2,25
<b>Total</b>					<b>146,29</b>

1 – Barboza e Bastos (2008)

2 – Silva (2006)

3 – Costa (2013)

4 - Braskem (2012)

Nesta solução, o material que mais emite CO<sub>2</sub> é o aço, representando 63% das emissões totais, sendo seguido por materiais que utilizam cimento, cerca de 28%, enquanto que o restante dos insumos e serviços correspondem a 8,8%. A Figura 42 mostra graficamente a distribuição de emissões de CO<sub>2</sub>.

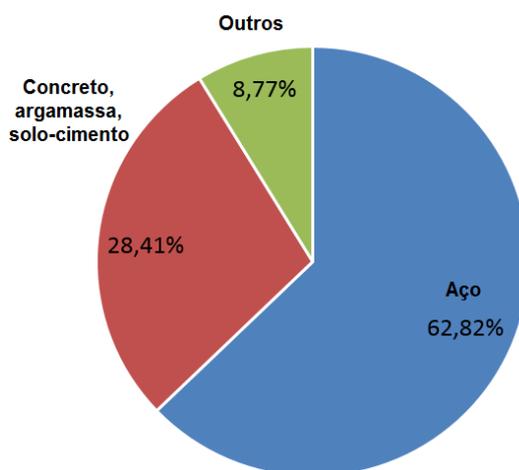


Figura 42: Emissões por categorias de materiais

Da mesma forma que a solução anterior, pode-se mitigar os impactos sobre o meio ambiente através do plantio de 880 árvores, considerado que ao longo de 20 anos cada uma absorva o equivalente a 163 kg de CO<sub>2</sub>.

## 10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho abordou o dimensionamento de duas soluções de estabilização de um talude rodoviário sobre um solo coluvionar e foi dimensionado a reestruturação do sistema de drenagem. Como forma de avaliar o impacto sobre o meio ambiente, foi realizada a quantificação das emissões de CO<sub>2</sub> para cada uma das soluções.

A primeira alternativa estudada contempla um binário de microestacas com diâmetro de 25 cm e comprimento de 27 m, enquanto que a segunda alternativa contempla o uso de um binário

composto por uma microestaca com diâmetro de 25 cm e comprimento de 26 m e um tirante de diâmetro 32 mm, comprimento de 27 m, e carga de trabalho de 350 kN.

A reestruturação do sistema de drenagem foi feito pela desativação da tubulação antiga e inserção de dois novos tubos de PEAD com diâmetro de 630 mm, sendo um delas na cavidade da tubulação desativada. O método de escavação é não destrutivo, pelo método de perfuração dirigida.

A solução de estabilização com microestacas emitiu aproximadamente 210 toneladas de CO<sub>2</sub>, enquanto que a solução mista emitiu cerca de 146 toneladas de CO<sub>2</sub>. Em ambas as soluções o maior contribuinte é o aço, sendo seguido por materiais que utilizam cimento na composição.

Espera-se que o monitoramento da região estável continue sendo feita, principalmente a evolução das trincas e as leituras piezométricas, pois o perfeito entendimento do processo de movimentação que está acontecendo passa pela análise de todo esse conjunto de dados.

## 11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABTC, História da pesquisa dos valores de coeficiente Manning – tradução de trabalho publicado pela ACPA – American Concrete Pipe Association. São Paulo, 2004.

AZAMBUJA, E., FLORIANO, C. F., BOHRER, L. S., Contenção com estruturas não reticuladas de estacas injetadas – caso de projeto de construção. XII COBRAE, Santa Catarina, 2017.

AZEVEDO, M. B., BRESSANI, L. A., FLORIANO, C. F., Resultados de ensaios de aderência nata-rocha em rochas sedimentares do Rio Grande do Sul. Revista Técnico Científica do CREA-PR, Ed especial, Junho de 2018.

BARBOZA, M. R., BASTOS, P. S., Traços de concreto para obras de pequeno porte. Revista Concreto e Construção, v. XXXVI, IBRACON, p.32-36, 2008.

BRASKEM, Pegada de Carbono – *Carbon Footprint*, 2013.

COSTA, B. L. C., Quantificação das emissões de CO<sub>2</sub> geradas na produção de materiais utilizados na construção civil no Brasil, Dissertação de Mestrado, COPEE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

CPRM – GEOSGB. Unidades litoestratigráficas 2004. Disponível em <http://geowebapp.cprm.gov.br/ViewerWEB/>, acesso em 26/09/2018.

CPRM – Mapa Geodiversidade do estado do Rio Grande do Sul. Programa Mapas de Geodiversidade Estaduais, Brasília, 2009.

DECC/CETESB. Drenagem urbana, manual de projeto. Departamento de Águas e Energia Elétrica e Companhia de Tecnologia de Saneamento, São Paulo, 1980.

DEZOTTI, M. C., Análise da utilização de métodos não destrutivos como alternativas para redução dos custos sociais gerados pela instalação, manutenção e substituição de infraestruturas

urbanas subterrâneas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2008.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, Manual de drenagem de rodovias. Rio de Janeiro, 2006.

EMBRAPA. Sistema brasileiro de classificação de Solos, 3ª Edição, Brasília, 2013.

FGS ENGENHARIA GEOTÉCNICA E AMBIENTAL LTDA. Projeto básico de estabilização e contenção do km 82+000 da ERS 020 – entre São Francisco de Paula e o acesso à Três Coroas, RS. Porto Alegre, 2018.

FHWA – NHI-05-39. Micropile desing and construction. Reference manual, EUA, 2005.

INDE – ÍNDICE NACIONAL DE DADOS ESPACIAIS. Mapa de solos da folha Porto Alegre. Disponível em <https://visualizador.inde.gov.br/>, acesso em 27/09/2018.

INSTITUTO TOTUM, Cada árvore da Mata Atlântica chega a retirar 163 kg de CO2 da atmosfera. Disponível em <https://www.institutototum.com.br/index.php/noticias/20-verificacao-de-inventarios-de-gases-de-efeito-estufa/135-cada-arvore-da-mata-atlantica-chega-a-retirar-163-kg-de-co2-da-atmosfera>. Acesso em 06/06/2019.

JABOR, M. A., Drenagem de rodovias – estudos hidrológicos e projeto de drenagem, Edição 2018.

NBR 11682 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estabilidade de encostas: projeto. Rio de Janeiro, 2009.

NUNES, S. C. O., Métodos de dimensionamento de reforços e estabilização de taludes com microestacas. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2013.

PERAZZOLO, L., Estudo geotécnico de dois taludes da formação Serra Geral, RS. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SANZ, M. A., comparativo de custos diretos entre perfuração direcional horizontal e abertura de valas para instalação de dutos, Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte, 2016.

SILVA, N. G. Argamassa de revestimento de cimento, cal e areia britada de rocha calcária. Dissertação de Mestrado, Universidade federal do Paraná, Paraná, 2006.

STRECK, E. V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R.S.D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L.F.S. Solos do Rio Grande do Sul, 2ª edição, Porto Alegre, 2008.