

	MEMORIAL DESCRITIVO		Nº:		VOLUME 4					
	PROJETOS DE IMPLANTAÇÃO DE BARREIRA SABO ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO, ESCAVAÇÕES E ESTABILIZAÇÕES					FOLHA: 1 de 58				
	TÍTULO		MEMÓRIAS CÁLCULOS – ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO, ESCAVAÇÕES E ESTABILIZAÇÕES							
RESPONSÁVEL TÉCNICO:										
ENG. ROGÉRIO LUIZ FEIJÓ – CREA/RJ19986102281										
ÍNDICE DE REVISÕES										
REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS									
0	Emissão Inicial									
	REV. 0									
DATA	05/11/2024									
PROJETO	FEIJÓ/ME									
ELABORAÇÃO	FEIJÓ									
VERIFICAÇÃO	FEIJÓ									
APROVAÇÃO	ME									

SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO	4
2	MAPA DE SITUAÇÃO	5
3	MEMÓRIA DESCRITIVA	6
4	ELEMENTOS NORTEADORES	7
4.1	ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS	7
4.2	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA.....	9
5	ESTUDOS NECESSÁRIOS	11
5.1	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	11
5.2	SONDAGENS	11
5.3	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DA ÁREA	11
5.4	ESTUDO HIDROLÓGICO	19
6	DEFINIÇÃO DE PROJETO.....	21
7	METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE	27
7.1	FATORES DE SEGURANÇA.....	27
7.2	MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE	28
7.3	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	29
8	RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE	30
8.1	SEÇÃO 7+0,00.....	30
8.2	SEÇÃO 18+15,00.....	32
8.3	SEÇÃO 19+17,45.....	34
8.4	SEÇÃO 200+0,00.....	36
9	VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL.....	39
9.1	EXIGÊNCIA DE DURABILIDADE.....	39
9.1.1	CLASSE DE AGRESSIVIDADE	39
9.1.2	MATERIAIS	40
9.2	CAPACIDADE ESTRUTURAL DAS ESTACAS.....	42
10	DIMENSIONAMENTOS GEOTÉCNICOS	42
10.1	CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	42
10.1.1	ESTACAS EM SOLO.....	42
10.2	DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS GRAMPOS	43
10.3	DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS TIRANTES.....	43
10.4	COMPRIMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM.....	44
10.4.1	ADERÊNCIA CALDA-AÇO	44
10.4.2	COMPRIMENTO ANCORADO NO SOLO	45
10.5	COMPRIMENTO DOS TIRANTES – TRECHO LIVRE	46

11	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	47
11.1	ARMADURAS DOS MUROS	47
11.1.1	ARMADURA DO MURO	49
11.1.2	ARMADURA DA SAPATA DO MURO	51
11.2	ARMADURAS DAS CORTINAS	51
11.2.1	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO NECESÁRIA DA CORTINA.....	53
11.2.2	ARMADURA DE PELE (NBR 6118:2014 – 17.3.5.2.3)	54
11.2.3	ARMADURA NECESSÁRIA À FLEXÃO (NBR 6118:2014 – 17.3.5.2.1).....	54
11.2.4	ARMADURA DE PUNÇÃO	54
11.2.5	ARMADURA FINAIS (NBR 6118:2014).....	56
12	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	57
13	TERMO DE ENCERRAMENTO	58

1 APRESENTAÇÃO

O presente documento apresenta o **VOLUME 1 – MEMÓRIA JUSTIFICATIVA E DE CÁLCULO**, referente ao **PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA** contemplando estabilização dos taludes para acesso de barreira SABO em Nova Friburgo.

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

O projeto executivo é composto pelos seguintes documentos:

VOLUME 1 – MEMORIAL DESCRITIVO DE CONSTRUÇÃO/JUSTIFICATIVAS DE PROJETO: apresenta os elementos que nortearam os projetos da barreira sabo e especificações construtivas em formato A4;

VOLUME 2 - MEMÓRIA DE CÁLCULO – BARREIRA SABO - Tecton

VOLUME 3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO - OMBREIRAS: apresenta o relatório de memória de cálculo elaborado para os projetos de contenção das ombreiras e drenagens em formato A4;

VOLUME 4 – MEMÓRIAS CÁLCULOS – ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO, ESCAVAÇÕES E ESTABILIZAÇÕES: apresenta o relatório de memórias de cálculos elaboradas para os projetos de contenção, escavações e estabilizações de taludes e drenagens em formato A4;

VOLUME 5 – MEMÓRIAS CÁLCULOS/JUSTIFICATIVAS – Geometria das vias de acesso e manutenção, pavimentação e drenagem;

VOLUME 6 – HIDROLOGIA: apresenta os estudos hidrológicos;

VOLUME 7 – DESENHOS: apresenta os desenhos de projetos em formato A1;

VOLUME 8 – TOPOGRAFIA;

VOLUME 9 – PROSPECÇÕES.

2 MAPA DE SITUAÇÃO

A intervenções indicadas neste projeto estão localizadas no Município de Nova Friburgo – RJ, na zona UTM 23K com coordenadas explicitadas na Tabela 1. O principal acesso se faz pela Rodovia RJ-492. A Figura 1 e a Figura 2 apresentam a localização das intervenções.

Tabela 1- Coordenadas dos pontos de intervenção.

LOCAL	COORDENADAS UTM	
	LATITUDE (N)	LONGITUDE (E)
Início do Acesso	7.536.250,00 m	753.750,00 m
Barreira Sabo	7.536.400,00 m	753.550,00 m

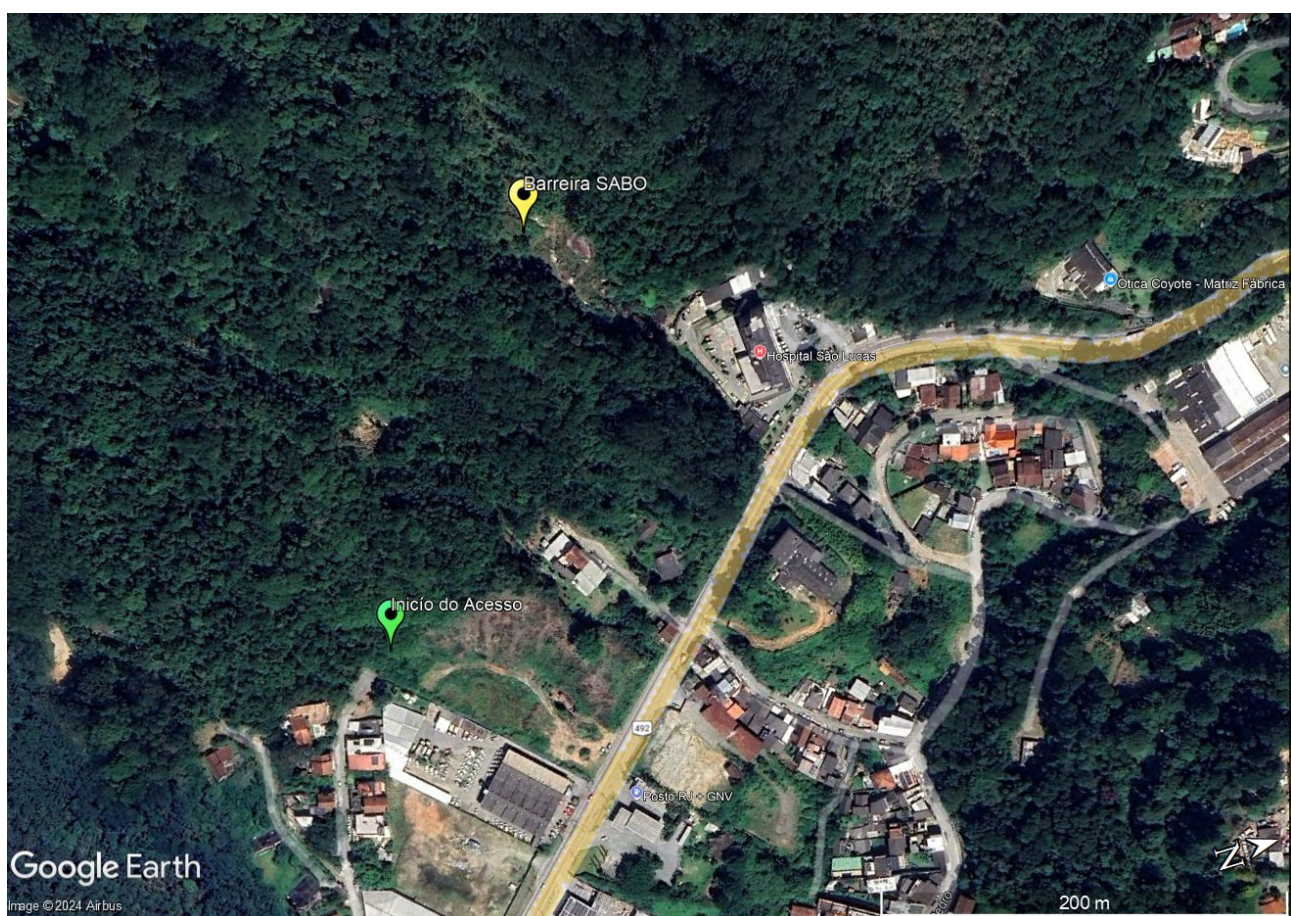


Figura 1 – Localização Macroscópica da região.



Figura 2 – Localização dos pontos de intervenção.

3 MEMÓRIA DESCRITIVA

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

- Cortina atirantada;
- Solo grampeado com concreto projetado;
- Solo grampeado verde;
- Muro atirantado; e
- Drenagem superficial.

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

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

4 ELEMENTOS NORTEADORES

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

4.1 ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

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

- DNER-ME 037/97 - Agregado graúdo para concreto de cimento;
- DNER-ME 038/97 - Agregado miúdo para concreto de cimento;
- DNER-ME 035/98 - Desgaste de agregado por abrasão e demais instruções;
- DNER-ME 046/98 - Concreto - moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos;
- DNER-ME 051/94 - Solos - Análise granulométrica;
- DNER-ME 091/98 - Concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos;
- DNER-ME 402/00 - Concreto - amostragem de Concreto fresco;
- DNER-ME 404/00 - Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone;
- DNIT 016/2006 - ES- Drenagem - Dreno subsuperficial;
- DNIT 088/2006 - ES - Dispositivos de segurança lateral: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras;
- DNIT 092/2006 - ES - Juntas de dilatação;
- DNIT 104/2009 - ES - Terraplenagem-Serviços preliminares - Especificação de Serviço;
- DNIT 105/2009 - ES - Terraplenagem - Caminhos de serviço;

- DNIT 106/2009 - ES - Terraplenagem - Cortes - Serviços preliminares - Especificação de Serviço;
- DNIT 107/2009 - ES - Empréstimos - Cortes - Serviços preliminares - Especificação de Serviço;
- DNIT 164/2013-ME - Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas;
- DNIT IPR 736, 2018 – Álbum de Projetos - Tipo de dispositivos de drenagem;
- DNIT OI 07/2006 - ES - Drenagem - Dreno sub-horizontal;
- ABNT NBR 11682 - Estabilidade de encostas;
- ABNT NBR 12655 - Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento;
- ABNT NBR 13044 - Concreto projetado - Reconstituição da mistura recém-projetada - Método de ensaio;
- ABNT NBR 13069- Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland com ou sem aditivo acelerador de pega - Método de ensaio;
- ABNT NBR 13070 - Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetado;
- ABNT NBR 13597 - Procedimento para qualificação de mangoteiro por via seca;
- ABNT NBR 16697 - Cimento Portland - Requisitos;
- ABNT NBR 16796 - Solo — Método padrão para avaliação de energia em SPT;
- ABNT NBR 16797 - Medida de torque em ensaios SPT durante a execução de sondagens de simples reconhecimento à percussão — Procedimento;
- ABNT NBR 16889 - Concreto - determinação do abatimento pelo tronco de cone;;
- ABNT NBR 16903 - Solo — Prova de carga estática em fundação profunda;
- ABNT NBR 16916 - Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água;
- ABNT NBR 16917 - Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água;
- ABNT NBR 16920-2 - Muros e taludes em solos reforçados – solos grampeados;
- ABNT NBR 16920-1 - Muros e taludes em solos reforçados – solos reforçados em aterros;

- ABNT NBR 5629 - Execução de Tirantes Acorados no Terreno.;
- ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos;
- ABNT NBR 5741 -Cimento Portland - Coleta e preparação de amostras para ensaios;
- ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto.;
- ABNT NBR 6122 - Projeto e execução de fundações.;
- ABNT NBR 6484 - Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio;
- ABNT NBR 6502 - Solos e rochas - Terminologia;
- ABNT NBR 7191 - Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado;
- ABNT NBR 7211 - Agregados para concreto;
- ABNT NBR 7481 - Tela de aço soldada nervurada para armadura de concreto - Requisitos;
- ABNT NBR 7681-1 - Calda de cimento para injeção - Parte 1: Requisitos;
- ABNT NBR 7681-2 - Calda de cimento para injeção - Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil — Método de ensaio;
- ABNT NBR 7681-3 - Calda de cimento para injeção - Parte 3: Determinação dos índices de exsudação e expansão — Método de ensaio;
- ABNT NBR 7681-4 - Calda de cimento para injeção - Parte 4: Determinação da resistência à compressão — Método de ensaio;
- ABNT NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento;
- ABNT NBR 8044 - Projeto geotécnico - Procedimento;

4.2 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

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

- 020-PE-GEO-CNT-PL-001 - Projeto Executivo Geotécnico - Estruturas De Contenção - Planta De Situação;
- 020-PE-GEO-CNT-PL-002 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+3,00 - Muro Atirantado - Planta De Situação;

- 020-PE-GEO-CNT-PL-003 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45 - Cortina Atirantada - Planta De Situação;
- 020-PE-GEO-CNT-SE-004 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+5,00 - Seções Transversais 01/02;
- 020-PE-GEO-CNT-SE-005 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+5,00 - Seções Transversais 02/02;
- 020-PE-GEO-CNT-SE-006 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+0,00 A 19+7,45 - Seções Transversais 01/04;
- 020-PE-GEO-CNT-SE-007 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+0,00 A 19+7,45 - Seções Transversais 02/04;
- 020-PE-GEO-CNT-SE-008 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+0,00 A 19+7,45 - Seções Transversais 03/04;
- 020-PE-GEO-CNT-SE-009 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+0,00 A 19+7,45 - Seções Transversais 04/04;
- 020-PE-GEO-CNT-ST-010 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 0+,00 A 19+7,45 - Solo Grampeado Verde - Seções Típicas do Tratamento;
- 020-PE-GEO-CNT-DE-011 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+3,00 - Muro Atirantado - Planta, Forma e Locação;
- 020-PE-GEO-CNT-DE-012 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+3,00 - Muro Atirantado - Seções Típicas e Detalhes Executivos;
- 020-PE-GEO-CNT-DE-013 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45 - Cortina Atirantada - Vista, Elevações e Forma;
- 020-PE-GEO-CNT-DE-014 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45 - Cortina Atirantada - Seção Típica e Detalhes Construtivos;
- 020-PE-GEO-CNT-DE-015 - Projeto Executivo Geotécnico - Solo Grampeado Verde - Est. 0+,00 A 19+7,45 - Seção Típica e Detalhes Construtivos;
- 020-PE-GEO-CNT-DE-016 - Projeto Executivo Geotécnico - Solo Grampeado com Concreto Projetado - Seção Típica E Detalhes Construtivos;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-017 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+3,00 - Muro Atirantado - Armaduras;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-018 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 6+15,00 A 8+3,00 - Muro Atirantado - Armaduras;

- 020-PE-GEO-CNT-AR-019 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45
- Cortina Atirantada - Armaduras do Painel 01;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-020 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45
- Cortina Atirantada - Armaduras do Painel 02;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-021 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45
- Cortina Atirantada - Armaduras do Painel 03;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-022 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45
- Cortina Atirantada - Armaduras do Painel 04;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-023 - Projeto Executivo Geotécnico - Est. 17+2,00 A 19+7,45
- Cortina Atirantada - Armaduras do Painel 05;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-024 - Projeto Executivo Geotécnico - Cortina Atirantada -
Armaduras do Painel 06;
- 020-PE-GEO-CNT-AR-025 - Projeto Executivo Geotécnico - Cortina Atirantada -
Armaduras das Estacas;

5 ESTUDOS NECESSÁRIOS

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

5.1 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

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

5.2 SONDAGENS

Foram realizadas sondagens a percussão e mistas, com ensaios SPT a cada metro, para que fosse possível a caracterização geotécnica dos taludes. As locações de sondagens podem ser consultadas abaixo, enquanto as sondagens podem ser acessadas no Anexo.

5.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DA ÁREA

De acordo com o Mapa Geológico do estado do Rio de Janeiro, disponibilizado pelo CPRM (Serviço Geológico do Brasil), a região de estudo está inserida na região de Granitóides pós

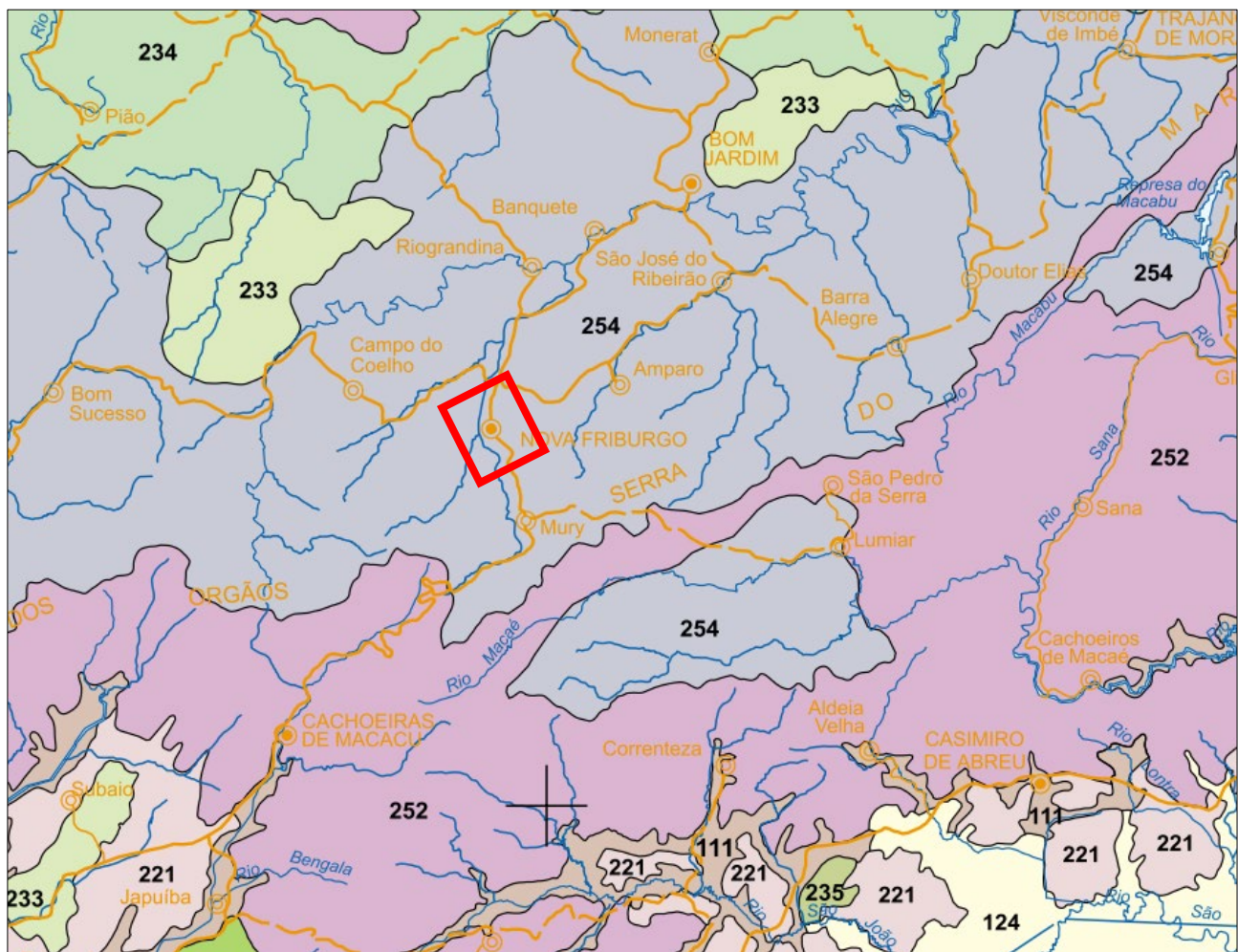


Figura 4 – Mapa Geomorfológico da Região Tratada – 252 – Escarpas Serranas.

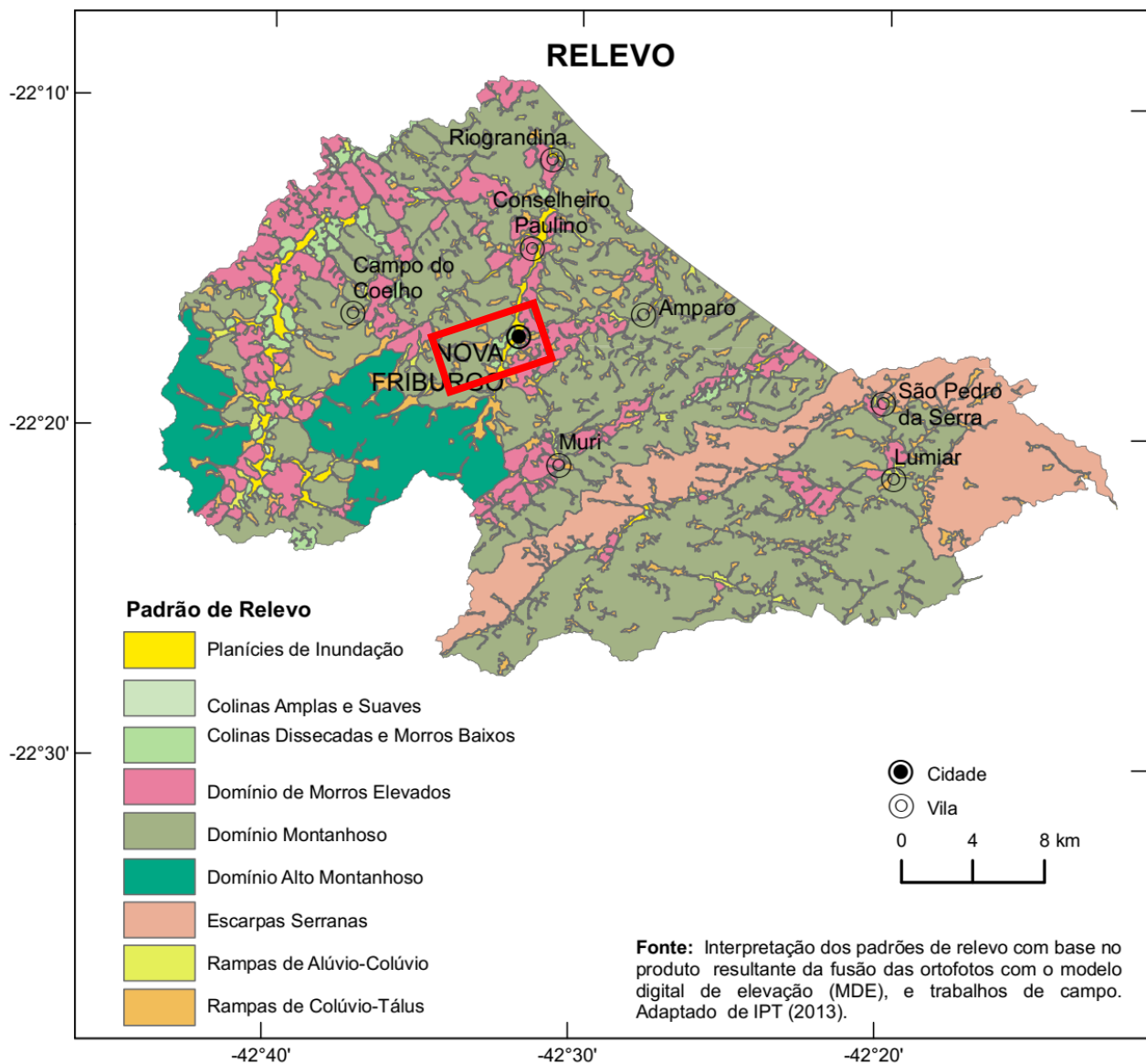


Figura 5 – Relevo – Engenheiro Nova Friburgo.



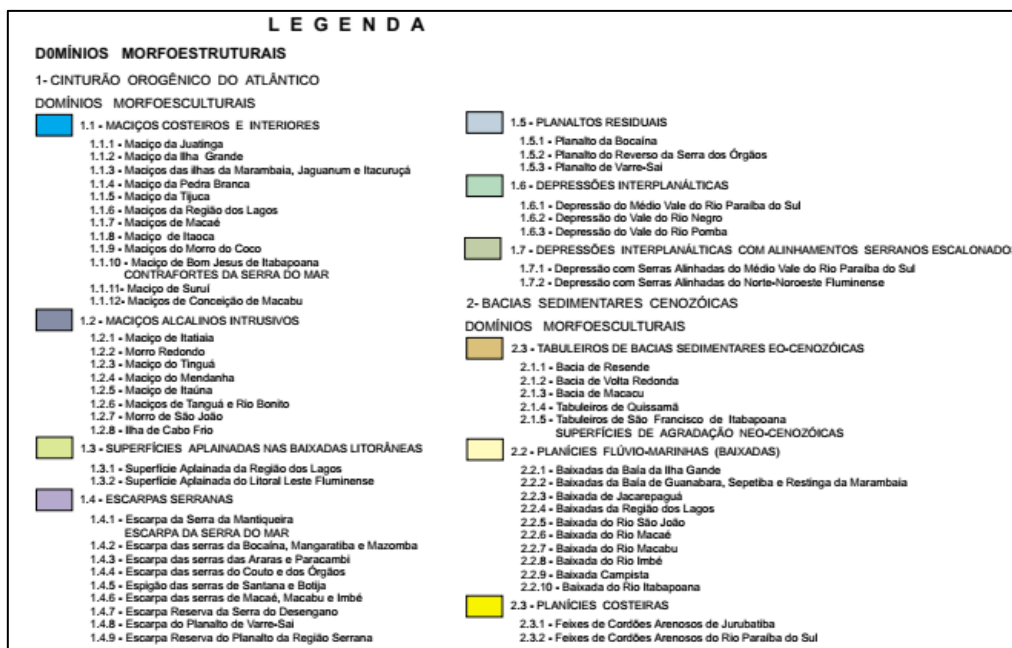


Figura 8 – Legenda do Mapa de unidades Geomorfológicas do Estado do Rio de Janeiro.

De acordo com a Carta de Susceptibilidade a Movimentos Gravitacionais de Massa e Inundação do município Nova Friburgo, obtido do Serviço Geológico do Brasil - CPRM, a área em questão está inserida em uma região classificada como de susceptibilidade média a alta para ocorrência de susceptibilidade a movimentos de gravitacionais de massa. O conteúdo das cartas é apresentado na Figura 20 a Figura 22.

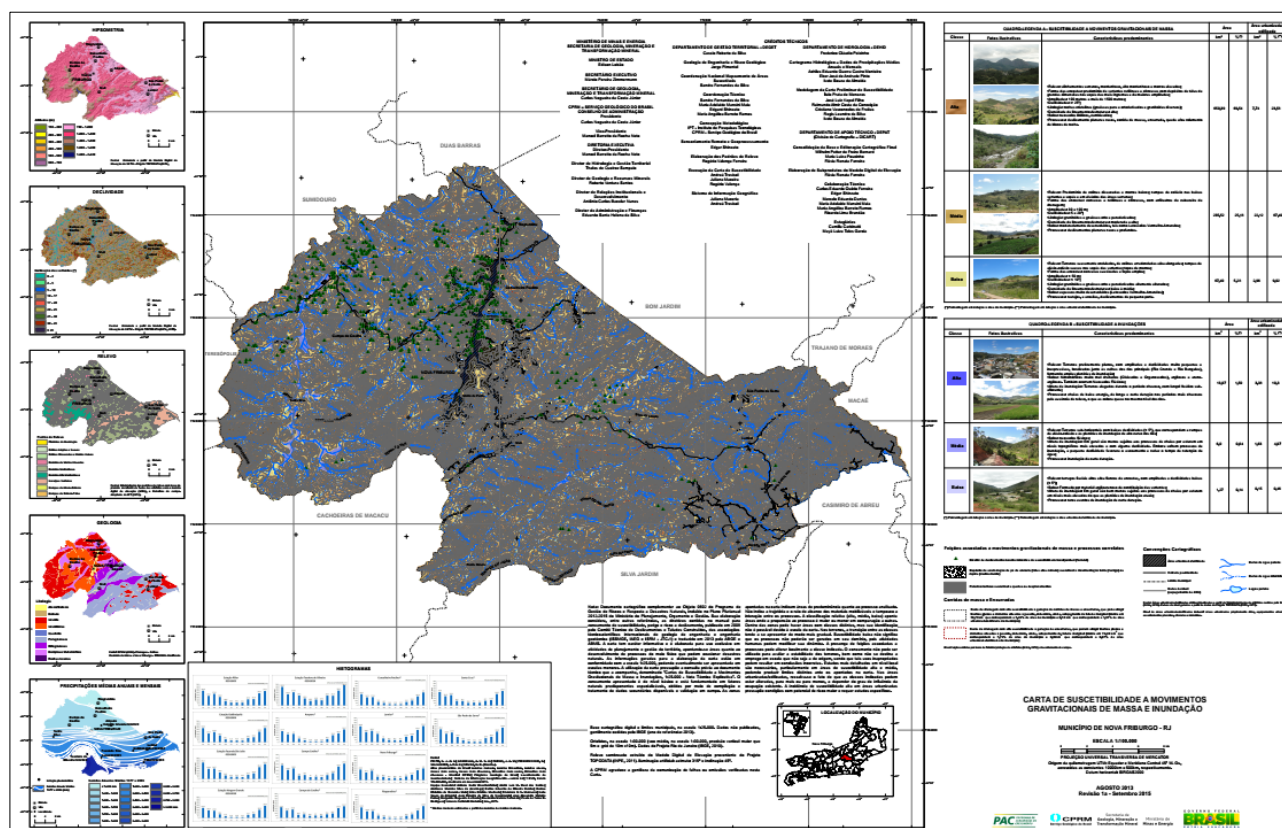


Figura 9 - Carta de susceptibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação do Município de Nova Friburgo – RJ de 2015. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

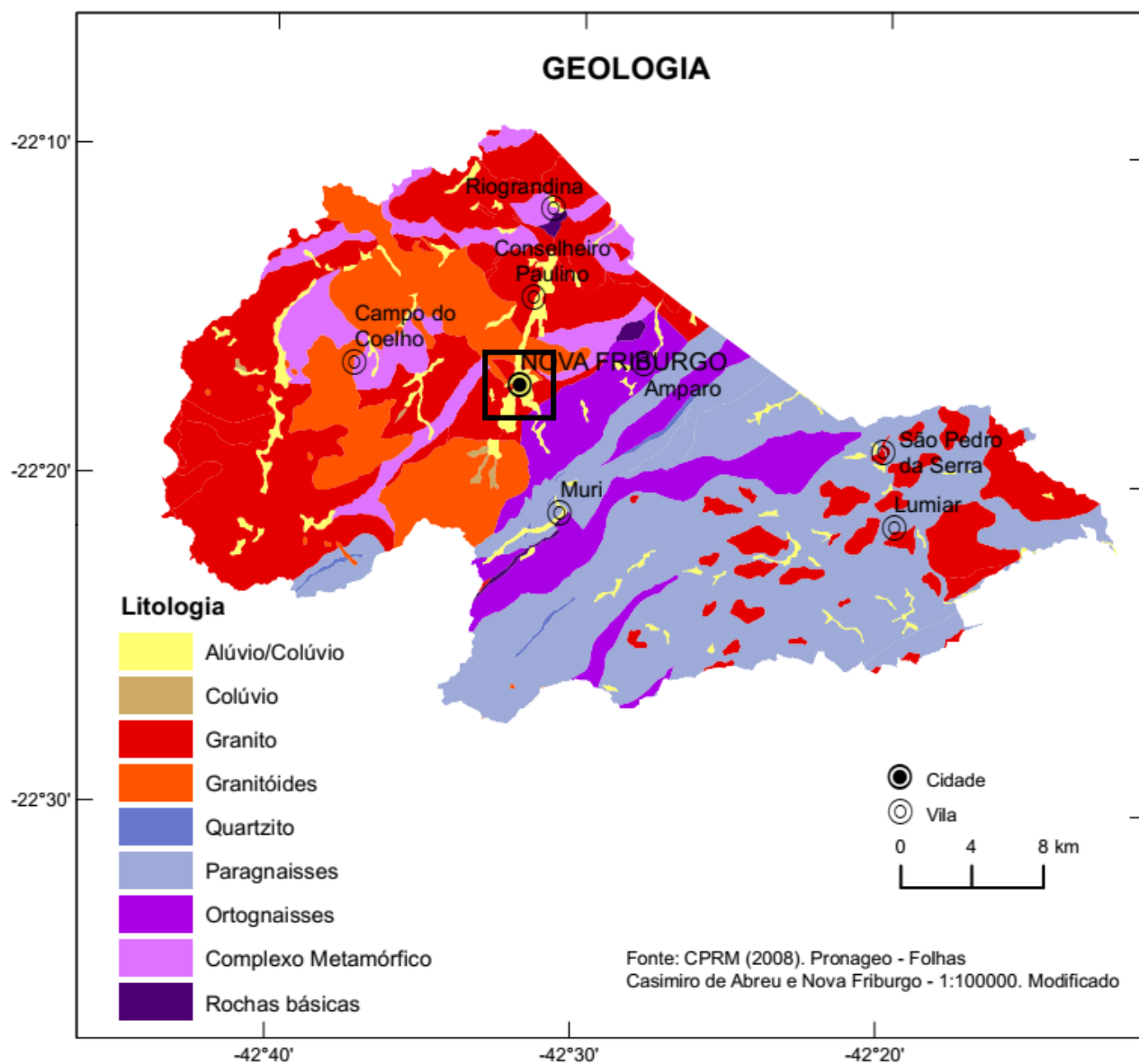


Figura 10 – Geologia – Município de Nova Friburgo – RJ de 2015. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

QUADRO-LEGENDA A - SUSCETIBILIDADE A MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA			Área		Área urbanizada/edificada	
Classe	Fotos ilustrativas	Características predominantes	km ²	% (*)	km ²	% (**)
Alta		•Relevo: alinhamentos serranos, montanhoso, alto montanhoso e morros elevados; •Forma das encostas: predomínio de vertentes retilíneas a côncavas com depósitos de talus de grandes dimensões nos sopés das mais íngremes e de maiores amplitudes; •Amplitudes: 100 metros a mais de 1500 metros; •Declividades: > 25°; •Litologia: rochas cristalinas (gnaiesses para e ortoderivados e granitoides diversos); •Densidade de lineamentos/estruturas: alta; •Solos: neossolos litólicos, cambissolos; •Processos: deslizamento planares rasos, corrida de massa, enxurrada, queda e/ou rolamento de blocos de rocha.	650,39	69,54	7,74	23,58
Média		•Relevo: Predomínio de colinas dissecadas e morros baixos; rampas de colúvio nas baixas vertentes e sopés e em alvéolos das áreas serranas; •Forma das encostas: convexas a retilíneas e côncavas, com anfiteatros de cabeceira de drenagem; •Amplitudes: 30 a 100 m; •Declividades: 5 e 20°; •Litologia: granitoides e gnaiesses orto e paraderivados; •Densidade de lineamentos/estruturas: moderada a alta; •Solos: moderadamente desenvolvidos, tais como Latossolos Vermelho-Amarelos; •Processos: deslizamentos planares rasos e profundos.	235,52	25,18	22,12	67,40
Baixa		•Relevo: Terrenos suavemente ondulados, de colinas arredondadas e/ou alongadas; rampas de alúvio-colúvio suaves nos sopés das vertentes; topos de morros; •Forma das encostas: convexas suavizadas e topos amplos; •Amplitudes: < 50 m; •Declividades: < 10°; •Litologia: granitoides e gnaiesses orto e paraderivados altamente alterados; •Densidade de lineamentos/estruturas: baixa à média; •Solos: espessos muito desenvolvidos (Latossolos Vermelho-Amarelos); •Processos: rastejos, e erosões, deslizamentos de pequeno porte.	67,40	5,28	2,96	9,02

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

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

QUADRO-LEGENDA B - SUSCETIBILIDADE A INUNDAÇÕES			Área		Área urbanizada/edificada	
Classe	Fotos ilustrativas	Características predominantes	km ²	% (*)	km ²	% (**)
Alta		•Relevo: Terrenos praticamente planos, com amplitudes e declividades muito pequenas a inexpressivas, localizados junto às calhas dos rios principais (Rio Grande e Rio Bengalas), formando amplas planícies de inundação; •Solos: hidromórficos muito mal drenados (Gleissolos e Organossolos), argilosos a areno-argilosos. Também ocorrem Neossolos Flúvicos; •Altura de inundação: Terrenos alagados durante o período chuvoso, com lençol freático sub-aflorante; •Processos: cheias de baixa energia, de longa e curta duração nos períodos mais chuvosos pela ausência de relevo, o que as coloca quase no mesmo nível dos rios.	13,97	1,50	3,38	10,3
Média		•Relevo: Terrenos sub-horizontais com baixas declividades (< 5°), que correspondem a rampas de alúvio-colúvio e às planícies de inundação de alto curso dos rios; •Solos: neossolos flúvicos; •Altura de inundação: Em geral são menos sujeitos aos processos de cheias por estarem em níveis topográficos mais elevados e com alguma declividade. Embora sofram processos de inundação, a pequena declividade favorece o escoamento e reduz o tempo de retenção da água; •Processos: inundação de curta duração.	6,0	0,64	1,63	4,97
Baixa		•Relevo: terraços fluviais altos e/ou flancos de encostas, com amplitudes e declividades baixas (< 5°); •Solos: Formado por material argiloarenoso de contribuição das vertentes; •Altura de inundação: Em geral são bem menos sujeitos aos processos de cheias por estarem em níveis mais elevados do que as planícies de inundação atuais; •Processos: raros eventos de inundação de curta duração.	1,27	0,14	0,15	0,46

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

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

5.4 ESTUDO HIDROLÓGICO

Os estudos preliminares foram elaborados com a finalidade de fornecer elementos necessários à avaliação da suficiência de vazão dos dispositivos de drenagem.

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

Para a equação foram utilizados a interpolação do inverso da potência da distância (IPD), com expoente dois e seis postos como limite de abrangência (Silva *et. al.*,1999). No mesmo trabalho, foi considerado, para a espacialização, um período de retorno de 15 anos com duração de precipitações de 30, 360, 720 e 1440 min, respectivamente.

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

Sendo:

i = intensidade da chuva (mm/h);

T = tempo de retorno (anos);

t = duração da precipitação (minutos);

a, b, c, d = parâmetros da equação.

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

Tabela 2 – Parâmetros da equação.

MIMOSO DO SUL	
a	2629,477
b	0,236
c	24,664
d	0,975

*Para durações de 5 minutos a 2 horas.

Com os parâmetros da equação, é possível plotar as curvas IDF para os diferentes tempos de retorno, sendo essa expressa na Figura 16.

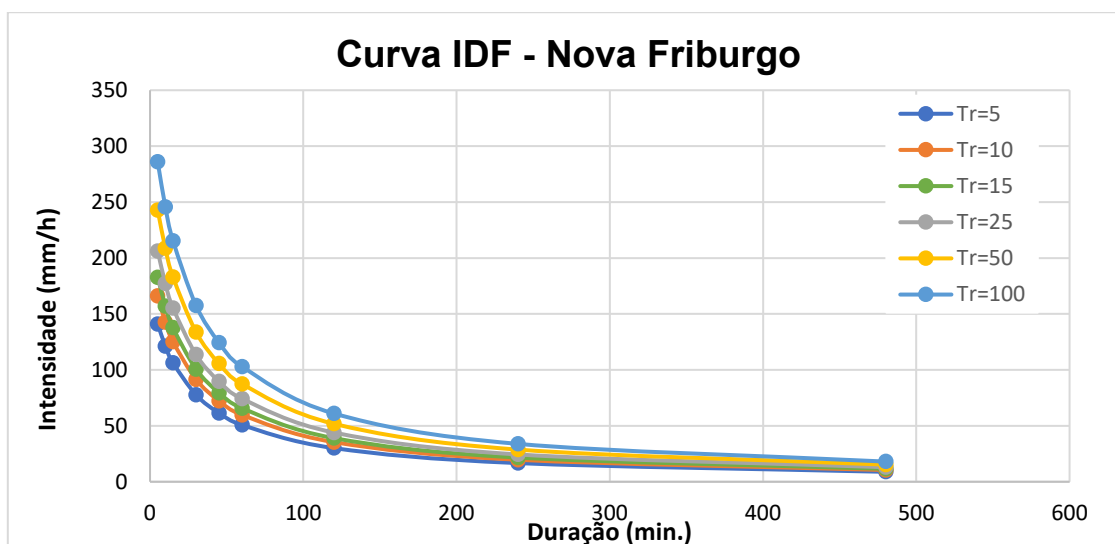


Figura 13 – Curva IDF.

Tabela 3 – Intensidade pluviométrica Nova Friburgo – RJ.

INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA (mm/h)										
T (anos)	t (duração da precipitação)									
	0,08 h	0,17 h	0,25 h	0,5 h	0,75 h	1 h	2 h	4 h	8 h	24 h
	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	45 min.	60 min.	120 min.	240 min.	480 min.	1440 min.
5	141,1	121,2	106,3	77,7	61,4	50,7	30,1	16,7	8,9	3,1
10	166,1	142,7	125,2	91,5	72,3	59,8	35,4	19,7	10,5	3,7
15	182,8	157,1	137,7	100,7	79,5	65,8	39,0	21,6	11,5	4,1
25	206,2	177,2	155,4	113,6	89,7	74,2	44,0	24,4	13,0	4,6
50	242,9	208,7	183,0	133,8	105,7	87,4	51,8	28,8	15,3	5,4
100	286,1	245,7	215,5	157,6	124,4	102,9	61,0	33,9	18,0	6,4

Complementando o resultado com estudos apresentados na Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), mais de 70% da precipitação total cai nos meses da primavera e do verão nos municípios listados na Figura 17. A distribuição das chuvas sofre uma influência marcante do relevo e da exposição das serras, que favorecem o controle orográfico do regime de chuvas.

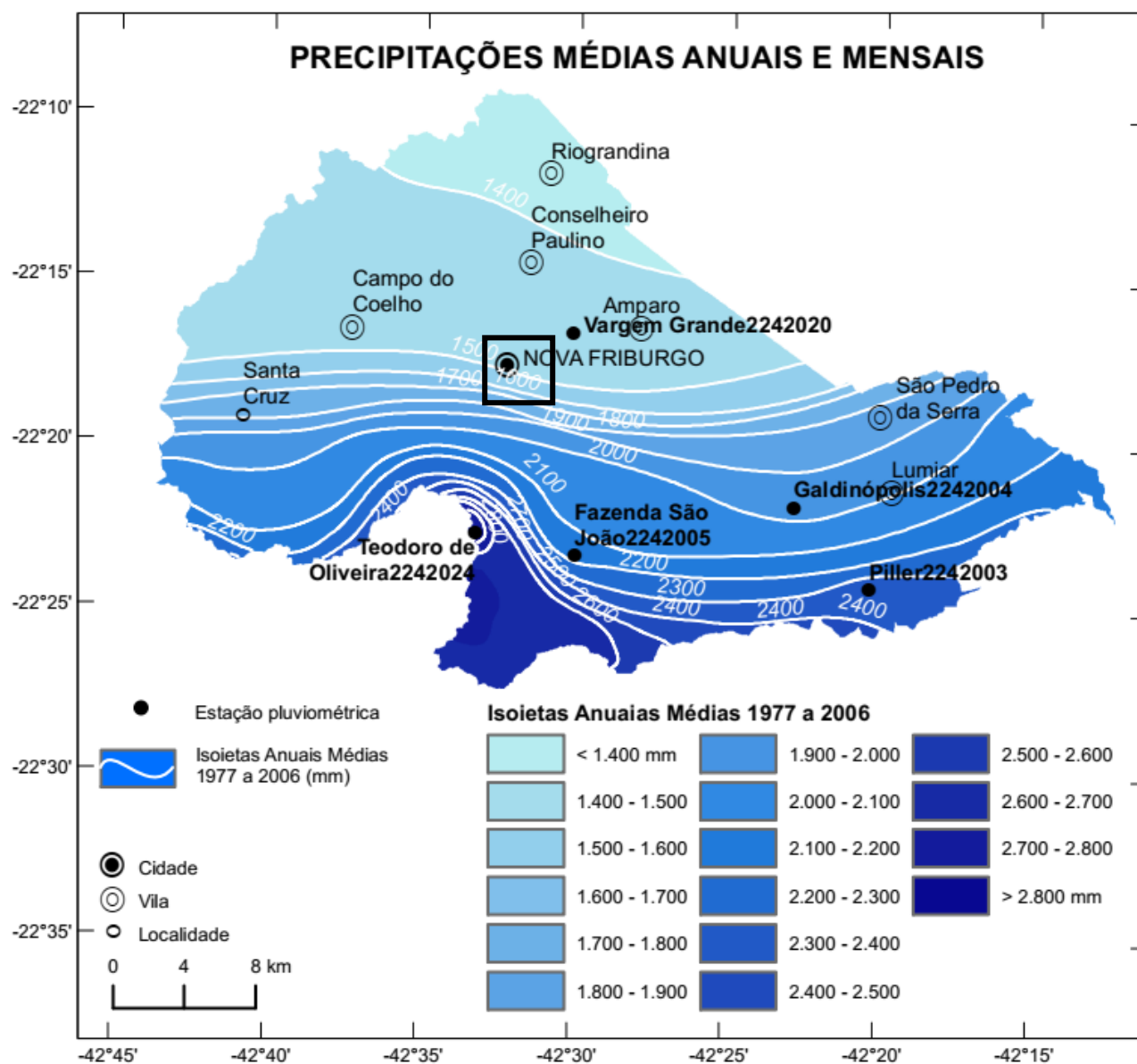


Figura 14 - Precipitações médias anuais e mensais - carta susceptibilidade a inundações para o município de Nova Friburgo-RJ. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil).

6 DEFINIÇÃO DE PROJETO

As obras de estabilização envolvem a adequação do meio físico local através da remoção do material terroso em condições precárias de estabilidade e obras de contenção para se alcançar a estabilidade.

Dado a necessidade de se realizar cortes e aterros para a implantação do novo acesso para a execução da barreira SABO, foi necessário realizar intervenções com a finalidade de estabilizar os taludes que sofrerão interferências e terão sua estabilidade comprometida. Sendo assim, foi contemplado as seguintes soluções: cortina atirantada, solo grampeado com concreto projetado, solo grampeado verde e Muro atirantado.

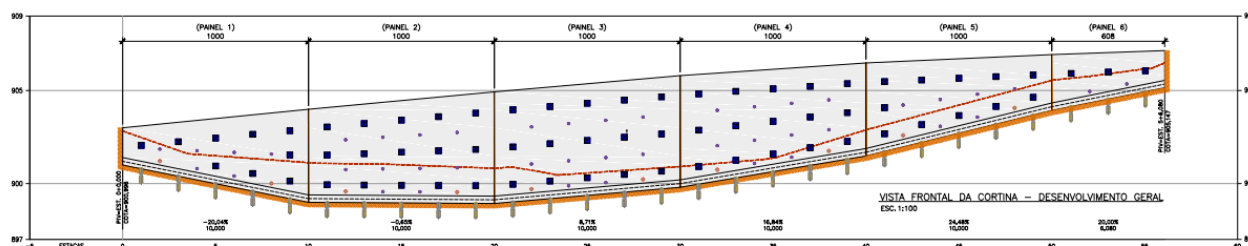


Figura 15 - Vista frontal da cortina atirantada (3 linhas de ancoragem).

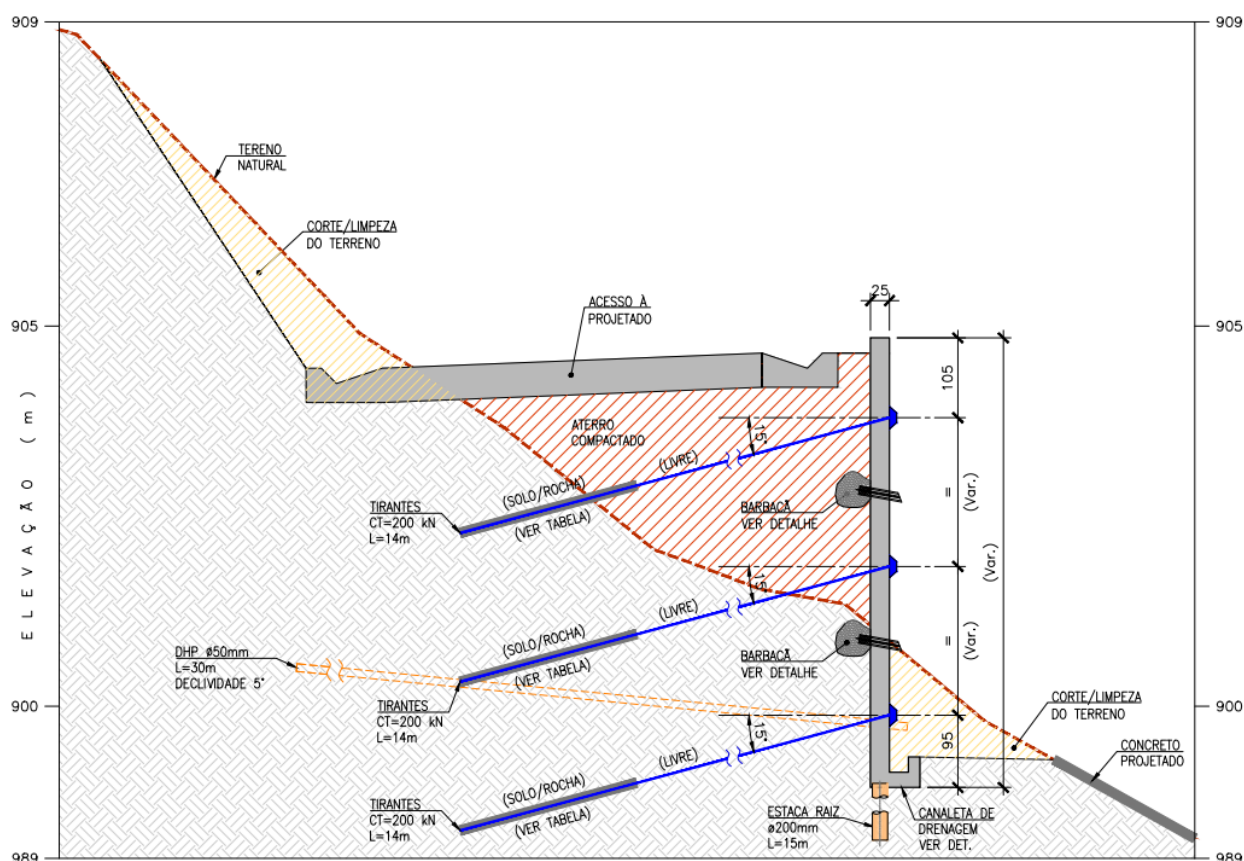
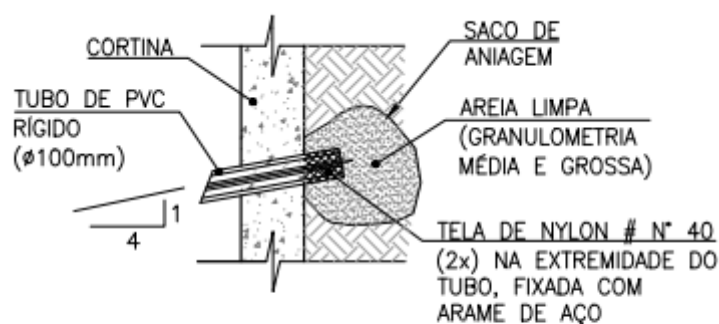


Figura 16 – Seção da cortina atirantada (3 linhas de ancoragem).



DETALHE DO BARBACÃ – DRENO
S/ESC.

Figura 17 – Detalhe do barbacã.

A cortina atirantada terá uma extensão de 56 metros (Figura 17), altura variável de 2,00 a 6,00 metros com duas ou três linhas de tirantes de diâmetro de 32 mm e inclinação de 15° com a horizontal, comprimento total de 14 metros, sendo o trecho livre com 6 metros. A carga de trabalho dos tirantes deverá ter um valor de 200 kN.

A cortina terá 25 centímetros de espessura, sendo a sua fundação com estacas do tipo raiz, diâmetro de 200 milímetros e comprimento de 15 metros, conforme Figura 18.

A cortina contará com sistema de drenagem composto por barbacãs e drenos sub-horizontais profundos. Para os barbacãs (Figura 19), será utilizado tubo de PVC de diâmetro de 100mm e areia como material filtrante, que será envolto por saco de aniagem. Para os DHPs, estes serão executados com tubo de PVC de diâmetro de 50mm e terão comprimento total de 30 metros e angulação de 5° com a horizontal.

Além da cortina atirantada, será realizado retaludamento e execução de solo grampeado verde. Os grampos deverão ter 25 mm, inclinação de 20° com a horizontal, espaçamento entre grampos equidistante de 2,00 metros (Figura 20), cada grampo deverá possuir comprimento total de 4 metros.

Similarmente, será executado solo grampeado com revestimento em concreto projetado com espessura de 10 cm. Serão executados grampos do tipo GEWI, diâmetros de 25 mm e comprimento de 4 metros (Figura 20). O espaçamento entre grampos desta solução será de 2,00 metros, tanto na horizontal quanto na vertical (Figura 21).

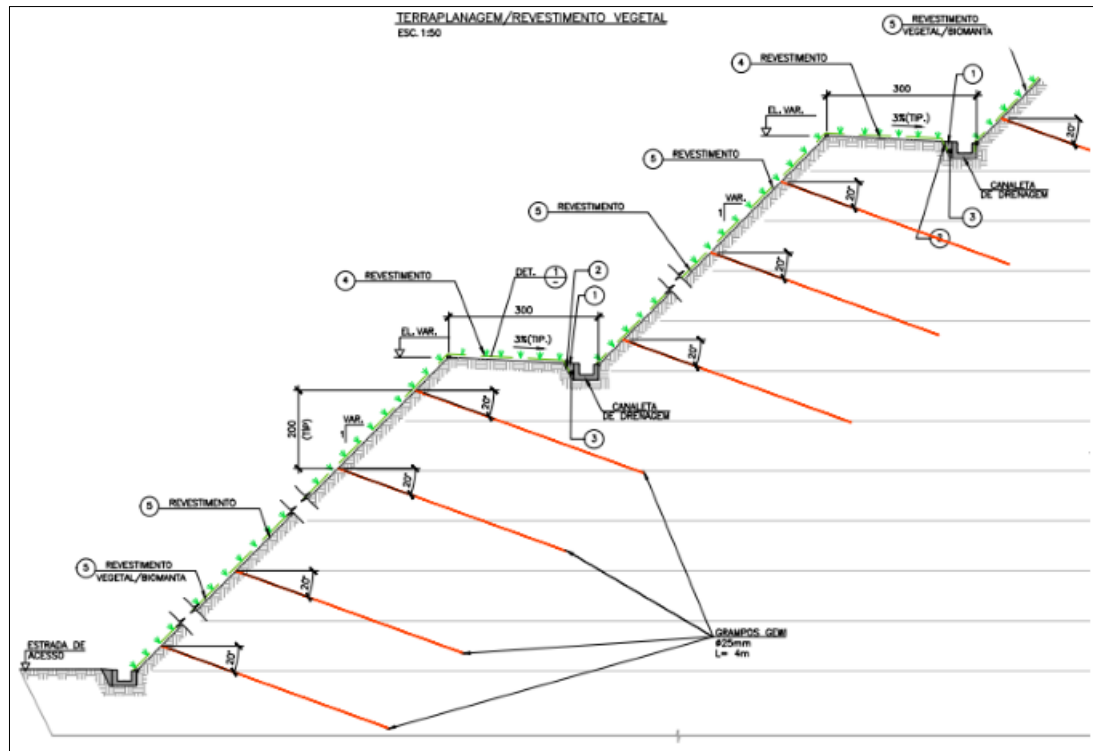


Figura 18 – Seção típica do tratamento com revestimento vegetal.

DETALHE 4: DISTRIBUIÇÃO DE GRAMPOS
SEM ESCALA

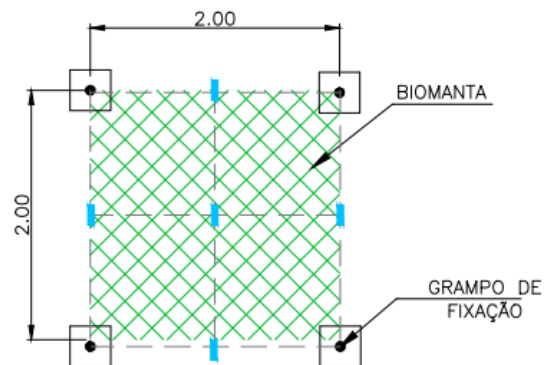


Figura 19 – Detalhe do solo grampeado verde.

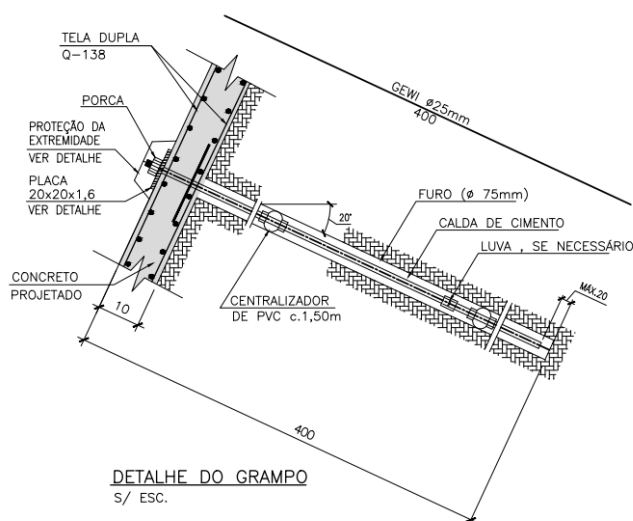


Figura 20 – Detalhe do grampo do concreto projetado.

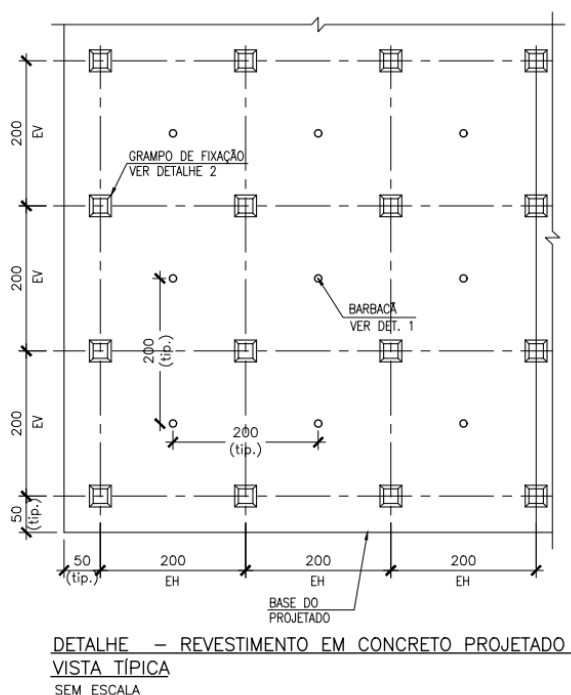


Figura 21 – Detalhe típico espaçamento dos grampos do concreto projetado.

Outra solução contemplada é a execução de muro de flexão atirantado (Figura 20). Este possuirá altura variável, espessura de 20 cm, sua base terá dimensão entre 2,45 a 2,00 metros e contará com sistema de ancoragem de 32 mm de diâmetro, carga de trabalho de 200 kN e comprimento de total de 14 metros, sendo 6 metros livre (Figura 21).

7 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE

7.1 FATORES DE SEGURANÇA

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

Os fatores de segurança considerados nesta Norma têm a finalidade de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de projeto e construção. Dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das seguintes classificações de segurança, definidas a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas, conforme Tabela 2 e de danos materiais e ambientais, conforme Tabela 3.

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

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

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

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

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

O fator de segurança mínimo a ser adotado no projeto, levando-se em conta os níveis de segurança preconizados nas Tabela 2 e Tabela 3 deve ser estipulado de acordo com a Tabela 4.

Tabela 6 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

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

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

7.2 MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE

As análises de estabilidade global foram feitas com o software Slide2 da Rocscience. O Slide2 é um programa de estabilidade de talude de equilíbrio limite 2D para avaliar o fator de segurança ou probabilidade de falha de superfícies de falha circulares ou não circulares em taludes de solo ou rocha. O software analisa a estabilidade de superfícies de deslizamento usando Métodos de Equilíbrio de Limite (MEL) de fatia vertical ou não vertical.

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

As análises de estabilidade de talude foram realizadas para os pontos de interesse apresentados, conforme planta de situação por representar a situação mais desfavorável do ponto de vista geotécnico.

Os resultados estão apresentados no item 9 deste relatório verificando se os fatores de segurança em ambas as situações para a seção analisada estão em conformidade com a NBR 11682 de Estabilidade de Encostas.

7.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

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

Os parâmetros utilizados para o dimensionamento estão apresentados na Tabela 5. Tais parâmetros tomaram como base os resultados do ensaio de campo N_{SPT} e correlações já estabelecidas e utilizadas no meio geotécnico, além da experiência prévia em demais obras e projetos.

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

$$\text{Godoy (1983)} \quad \varphi' = 28^\circ + 0,4N_{spt}$$

$$\text{Teixeira (1996)} \quad \varphi' = 15^\circ + \sqrt{20N_{spt}}$$

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

N_{spt} (sem correção de energia do ensaio SPT)	Valor aproximado do ângulo de atrito (φ')
5	28°
10	30°
15	31°
20	33°
25	34°
30	36°

Fonte: Peck, Hanson e Thornburn (1976)

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

Tabela 8 – Parâmetros adotados para análise de estabilidade.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	Parameters vary with depth	GSI	mi	D	Water Surface	Hu Type	Hu
Argila pouco siltosa		16	Mohr-Coulomb	5	21						Water Table	Custom	1
Silte arenoso		18	Mohr-Coulomb	3	28						Water Table	Custom	1
Silte arenoso com pedregulhos		18	Mohr-Coulomb	8	32						Water Table	Custom	1
Rocha alterada (gnaisse)		22	Generalized Hoek-Brown			250000	No	54	23	0	Water Table	Custom	1
Rocha sã (gnaisse)		20	Generalized Hoek-Brown			250000	No	75	25	0	Water Table	Custom	1

Tabela 9 – Parâmetros adotados para análise de estabilidade.

8 RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

8.1 SEÇÃO 7+0,00

Nesta seção, o talude será reconformado numa inclinação 1.5(V):1(H) e executado solo grampeado verde revestido com biomanta e hidrossemeadura. De acordo com a Figura 25 esta condição apresenta fator de segurança abaixo dos fatores aceito pela norma.

Para estabilização dos taludes serão empregados grampos do tipo GEWI, diâmetros de 25 mm e comprimento de 6,00 metros com espaçamento de 2,0 metros, tanto na vertical quanto na horizontal. O nível d'água considerado nas análises levou em consideração os drenos horizontais profundos que serão instalados próximo a base do muro ancorado.

A construção da via da plataforma viária foi impactada pela presença de um muro de divisa do vizinho, que inviabiliza a construção do aterro. Para contornar essa limitação, foi necessário implementar um muro de contenção e evitando assim a construção da saia do aterro no intervalo entre Est. 6+15,00 e 8+3,00. Para melhorar a estabilidade global da via de acesso, será executados tirantes na base do muro de contenção. Essa solução proporciona a estabilidade necessária, prevenindo deslizamentos e garantindo a segurança da via.

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

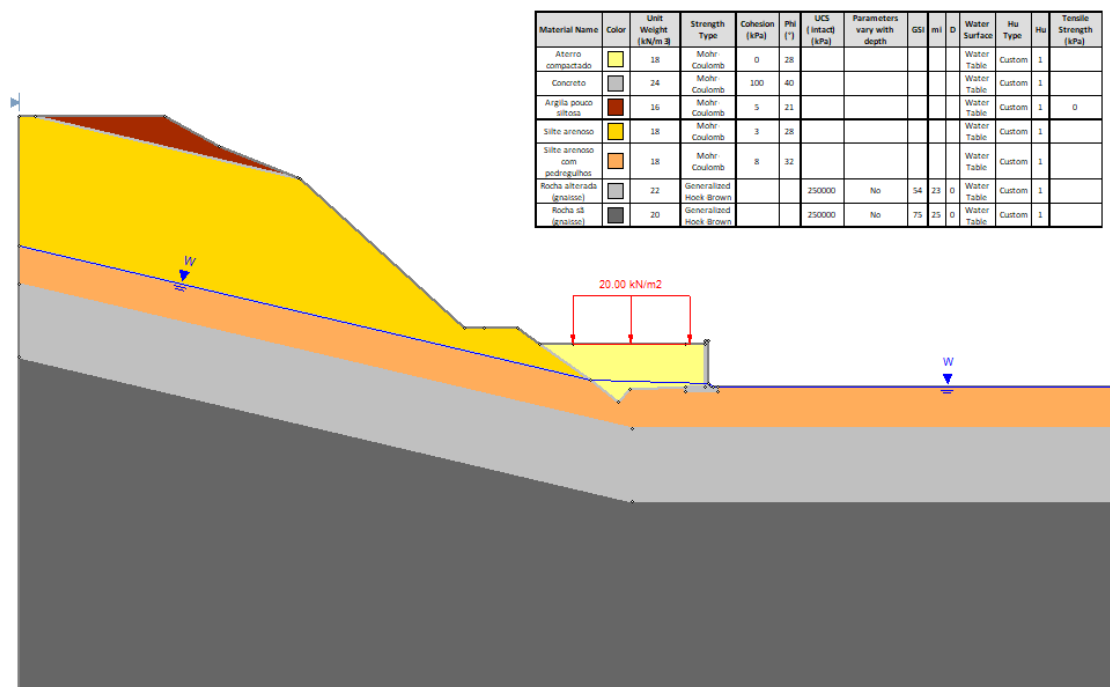


Figura 24 – Geometria do projeto considerando retaludamento 1(V):1(H) e o muro de contenção do aterro da via de acesso.

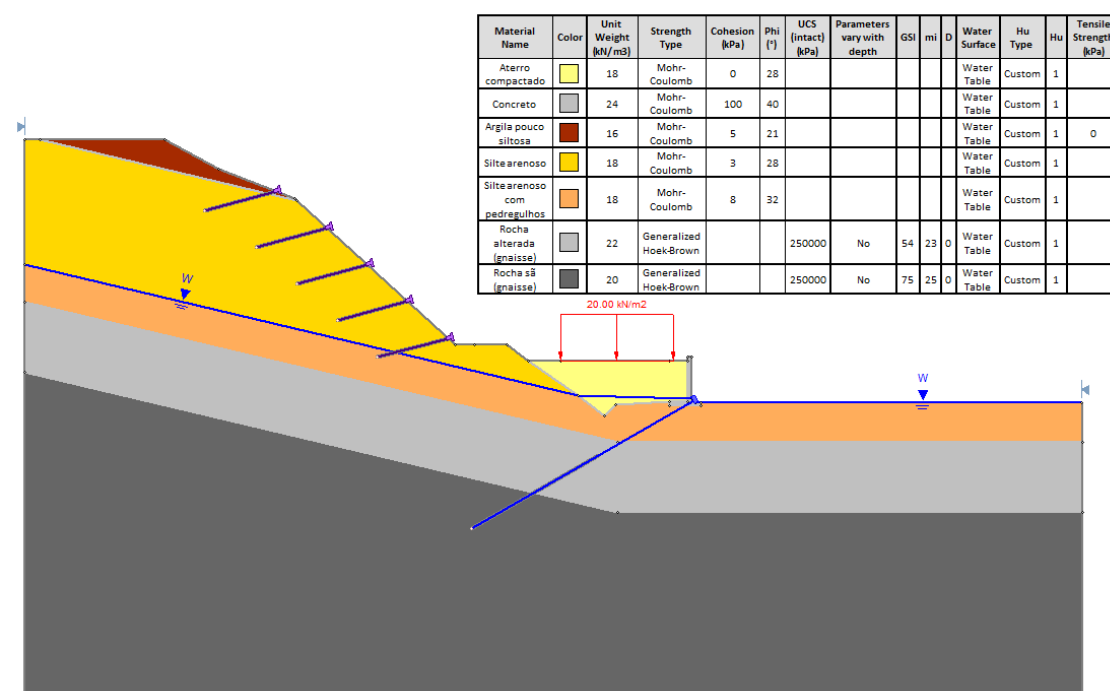


Figura 25 - Geometria do projeto considerando retaludamento 1(V):1(H) e solo grampeado e muro ancorado.

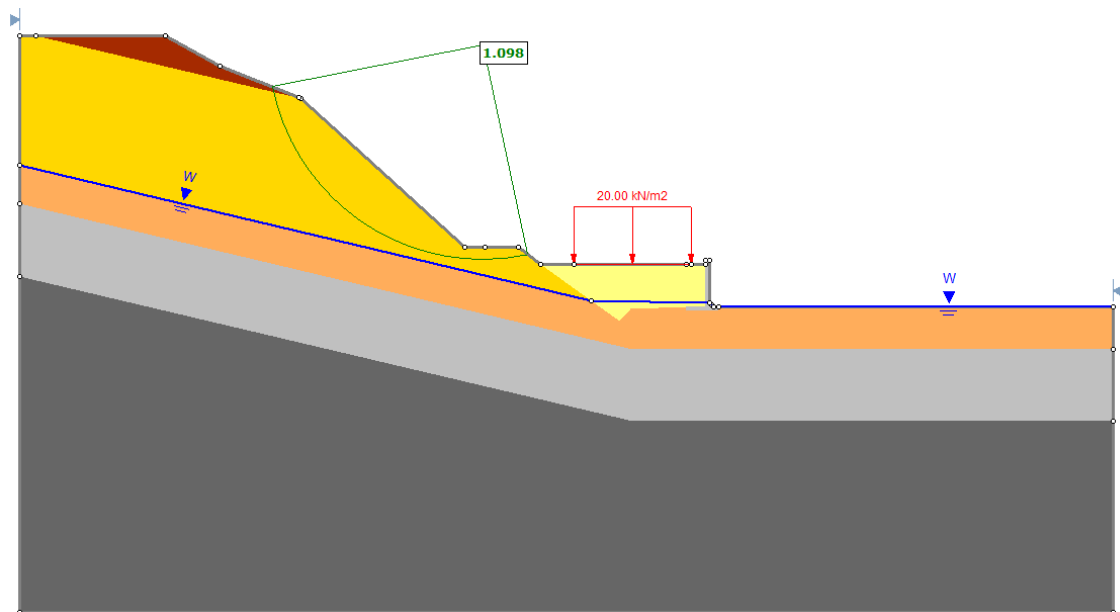


Figura 26 – Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando retaludamento sem execução do solo grampeado. Morgenstern-Price FS=1,10.

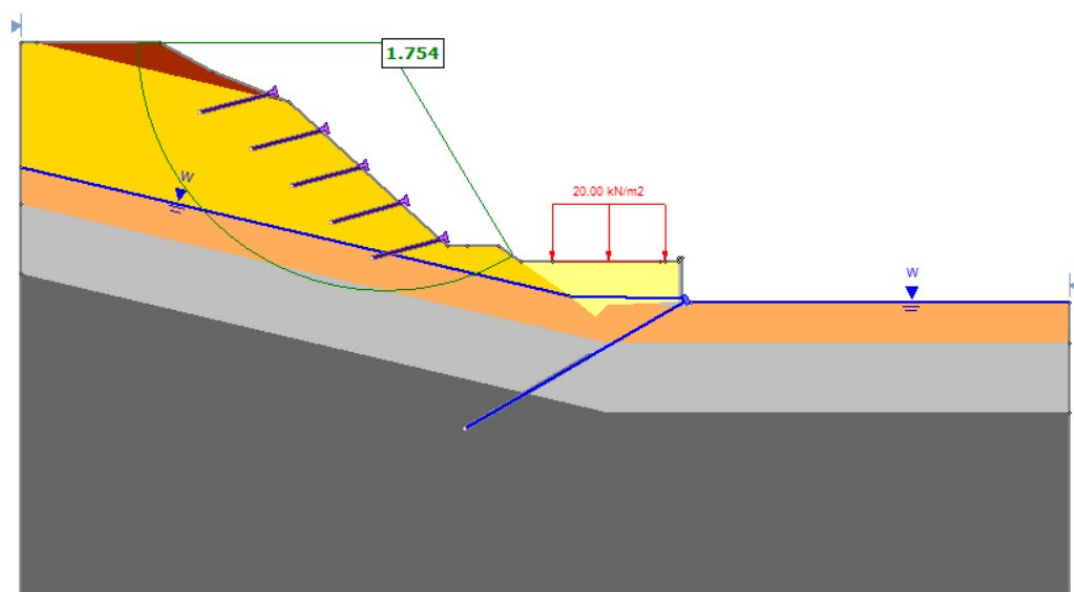


Figura 26 – Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando a solução de projeto. Morgenstern-Price FS=1,754

8.2 SEÇÃO 18+15,00

Nesta seção, a via será implantada em seção mista de corte e aterro. A montante da estrada será executado no talude o corte na inclinação 1.5(V):1(H). Devido a presença de estruturas reliquias será executado solo grampeado verde revestido com biomanta e hidrossemeadura.

Para estabilização dos taludes de montante serão empregados grampos do tipo GEWI, diâmetros de 25 mm e comprimento de 4,00 metros com espaçamento de 2,0 metros, tanto na vertical quanto na horizontal.

A jusante, para estabilização do aterro da estrada será construída uma cortina atirantada com altura variável. O elevado desnível entre o corte o terreno a jusante e a existência de um curso d'água inviabilizam a execução de um aterro convencional.

Abaixo da cortina será executado um solo grampeado com concreto projetado para preservar a estabilidade do terreno na fundação da cortina atirantada.

O nível d'água considerado nas análises levou em consideração os drenos horizontais profundos que serão instalados próximo da cortina.

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

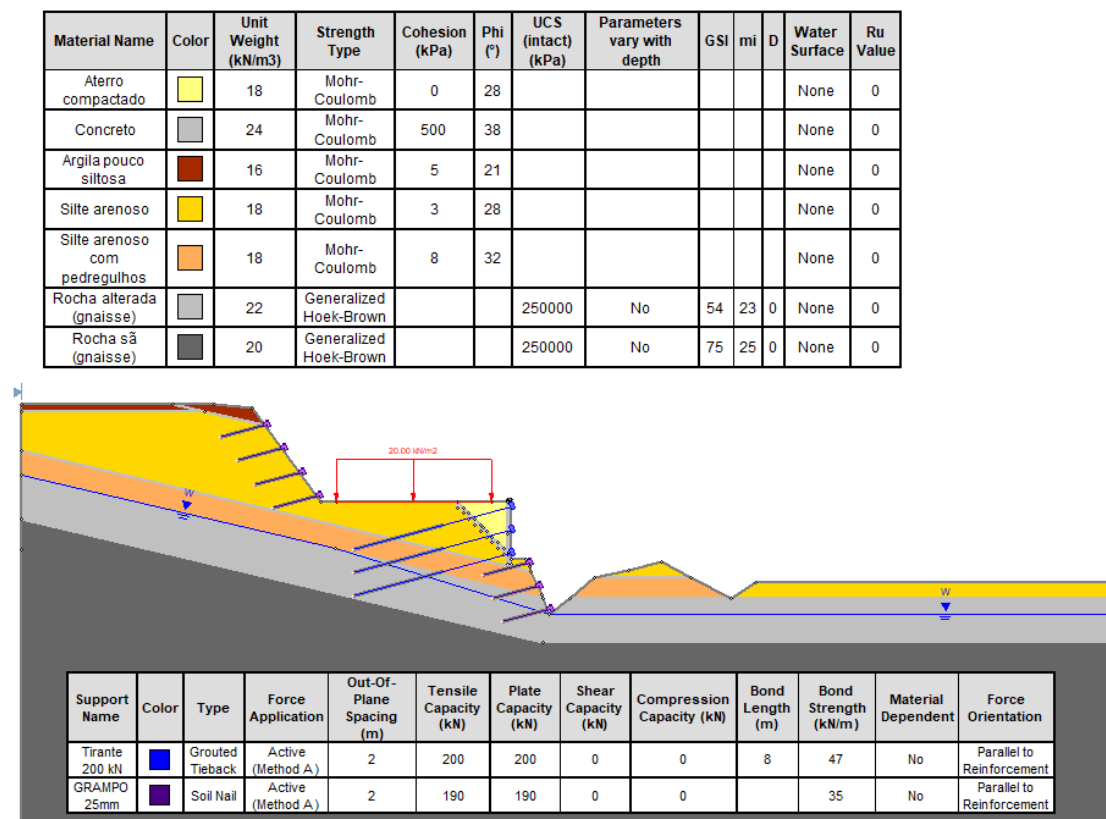


Figura 27 – Seção do km 18+15,00 considerando a geometria do projeto.

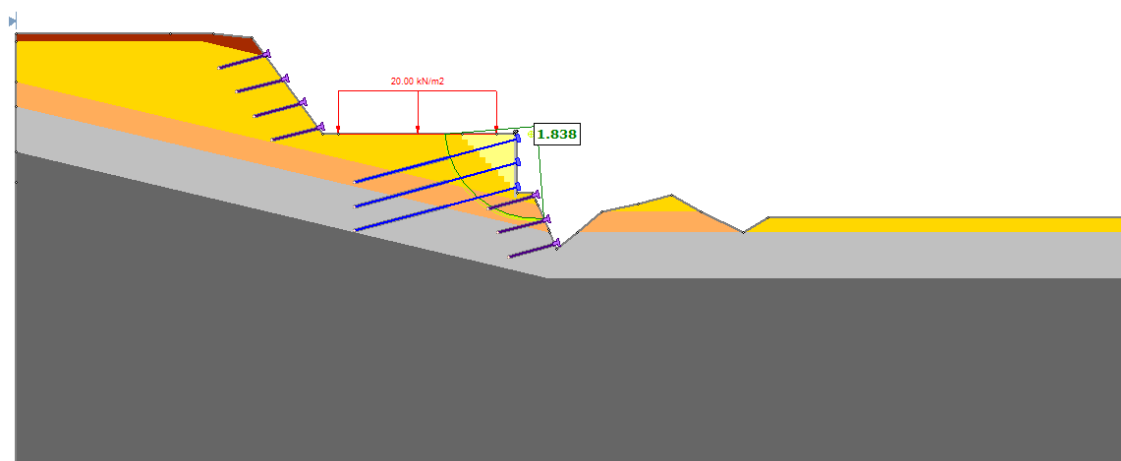


Figura 28 - Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando a solução de projeto. Morgenstern-Price FS=1,84

8.3 SEÇÃO 19+17,45

Nesta seção, o talude será reconformado numa inclinação 1.5(V):1(H) e executado solo grampeado verde revestido com biomanta e hidrossemeadura. De acordo com a Figura 25 esta condição apresenta fator de segurança abaixo dos fatores aceito pela norma.

Para estabilização dos taludes serão empregados grampos do tipo GEWI, diâmetros de 25 mm e comprimento de 6,00 metros com espaçamento de 2,0 metros, tanto na vertical quanto na horizontal. O nível d'água considerado nas análises levou em consideração os drenos horizontais profundos que serão instalados próximo a base do muro ancorado.

A construção da via da plataforma viária foi impactada pela presença de um muro de divisa do vizinho, que inviabiliza a construção do aterro. Para contornar essa limitação, foi necessário implementar um muro de contenção e evitando assim a construção da saia do aterro no intervalo entre Est. 6+15,00 e 8+3,00. Para melhorar a estabilidade global da via de acesso, serão executados tirantes na base do muro de contenção. Essa solução proporciona a estabilidade necessária, prevenindo deslizamentos e garantindo a segurança da via.

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

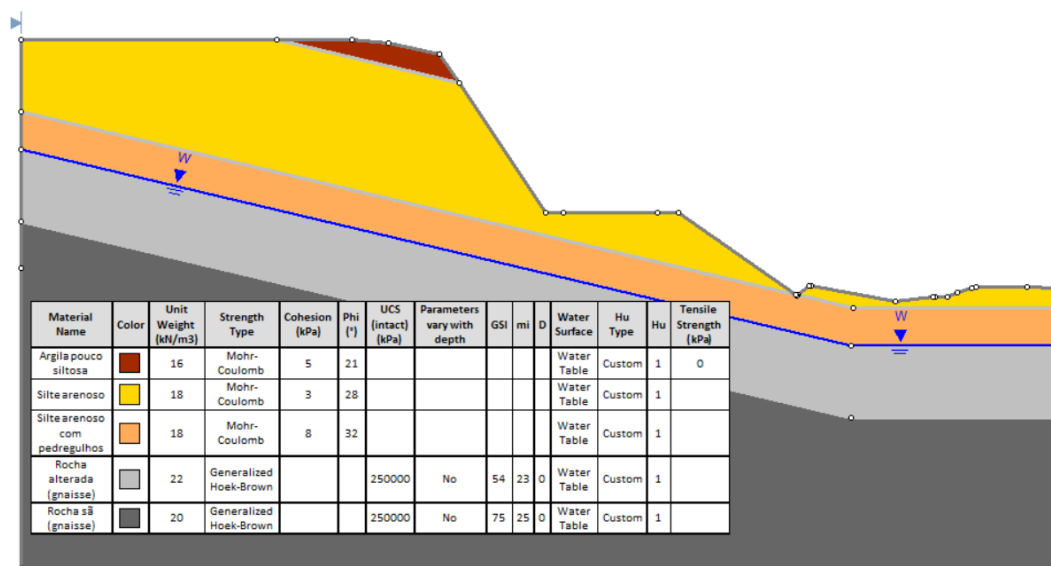


Figura 29 – Geometria do projeto considerando retaludamento 1(V):1(H)

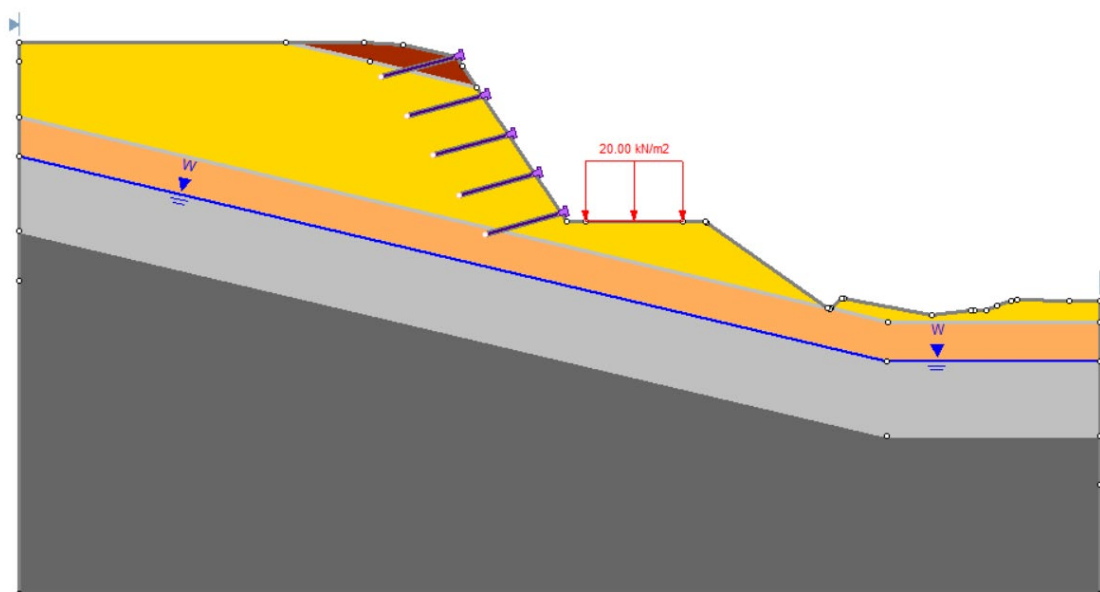


Figura 30 - Geometria do projeto considerando retaludamento 1(V):1(H) e solo grampeado

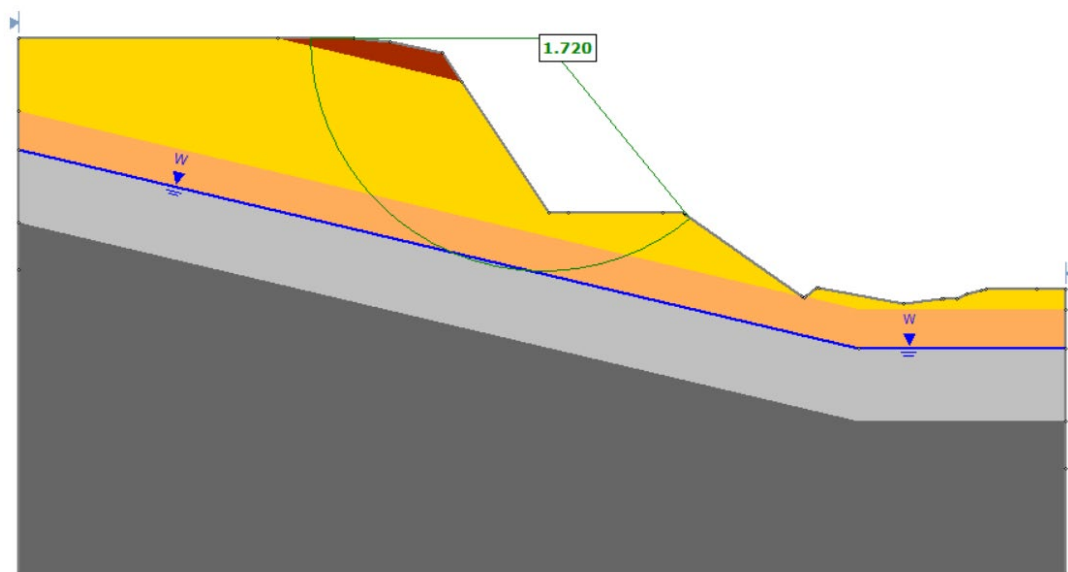


Figura 31 – Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando retaludamento sem execução do solo grampeado. Morgenstern-Price FS=1,72.

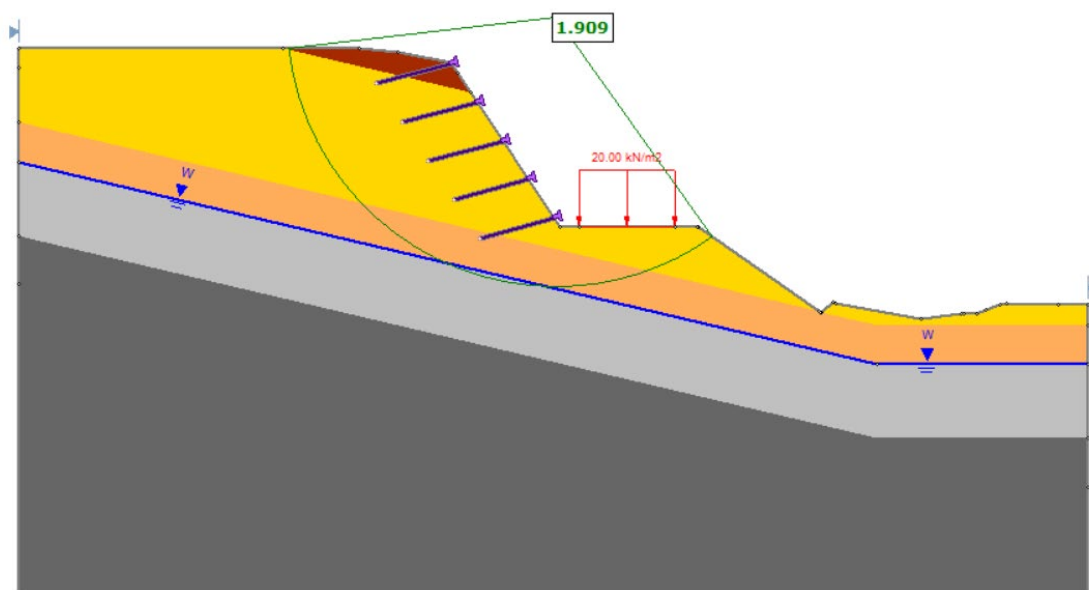


Figura 26 – Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando a solução de projeto. Morgenstern-Price FS=1,91

8.4 SEÇÃO 200+0,00

Nesta seção, o talude será reconformado numa inclinação 1.5(V):1(H) e executado solo grampeado verde revestido com biomanta e hidrossemeadura. De acordo com a Figura 25 esta condição apresenta fator de segurança abaixo dos fatores aceito pela norma.

Para estabilização dos taludes serão empregados grampos do tipo GEWI, diâmetros de 25 mm e comprimento de 6,00 metros com espaçamento de 2,0 metros, tanto na vertical quanto na horizontal. O nível d'água considerado nas análises levou em consideração os drenos horizontais profundos que serão instalados próximo a base do muro ancorado.

A construção da via da plataforma viária foi impactada pela presença de um muro de divisa do vizinho, que inviabiliza a construção do aterro. Para contornar essa limitação, foi necessário implementar um muro de contenção e evitando assim a construção da saia do aterro no intervalo entre Est. 6+15,00 e 8+3,00. Para melhorar a estabilidade global da via de acesso, serão executados tirantes na base do muro de contenção. Essa solução proporciona a estabilidade necessária, prevenindo deslizamentos e garantindo a segurança da via.

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

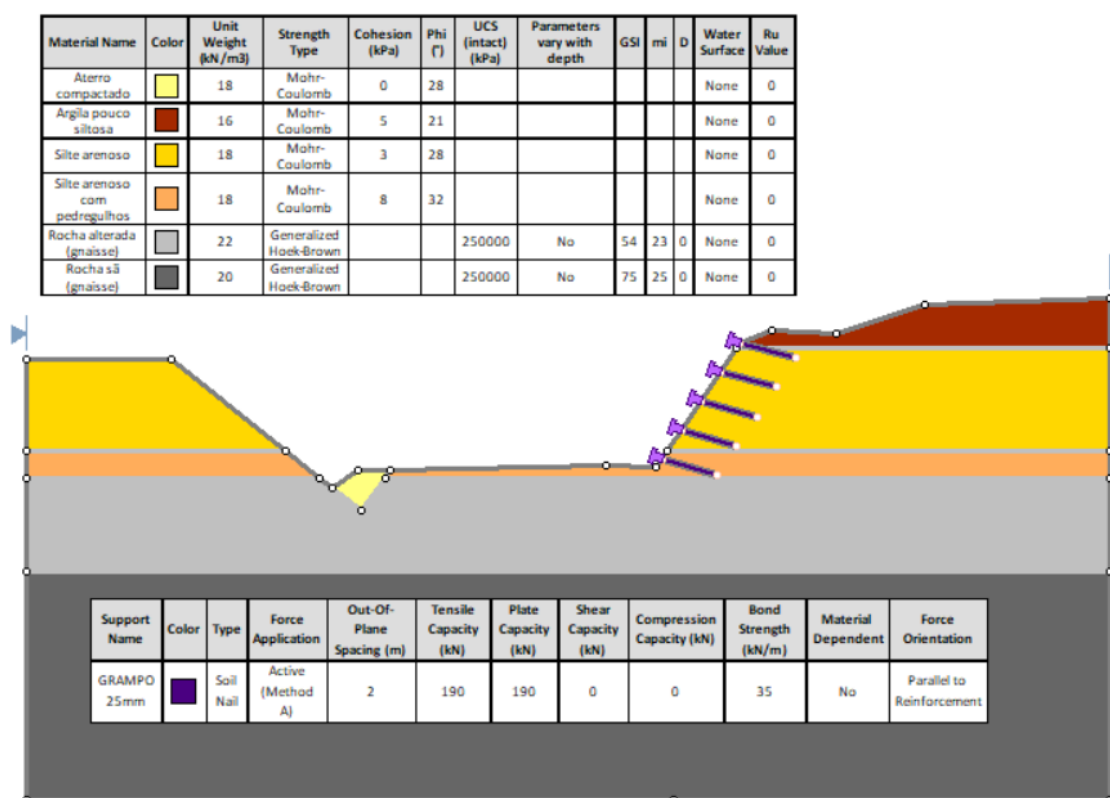


Figura 32 – Geometria do projeto considerando retaludamento 1(V):1(H)

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	Parameters vary with depth	GSI	mi	D	Water Surface	Ru Value
Aterro compactado		18	Mohr-Coulomb	0	28						None	0
Argila pouco silteosa		16	Mohr-Coulomb	5	21						None	0
Silte arenoso		18	Mohr-Coulomb	3	28						None	0
Silte arenoso com pedregulhos		18	Mohr-Coulomb	8	32						None	0
Rocha alterada (gnaisse)		22	Generalized Hoek-Brown			250000	No	54	23	0	None	0
Rocha sã (gnaisse)		20	Generalized Hoek-Brown			250000	No	75	25	0	None	0

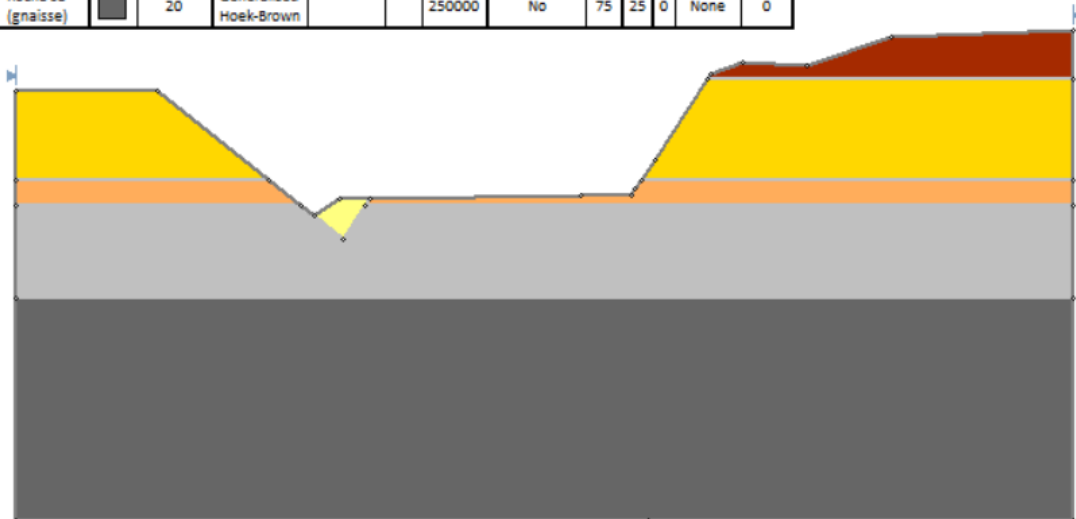


Figura 33 - Geometria do projeto considerando retaludamento 1(V):1(H) e solo grampeado

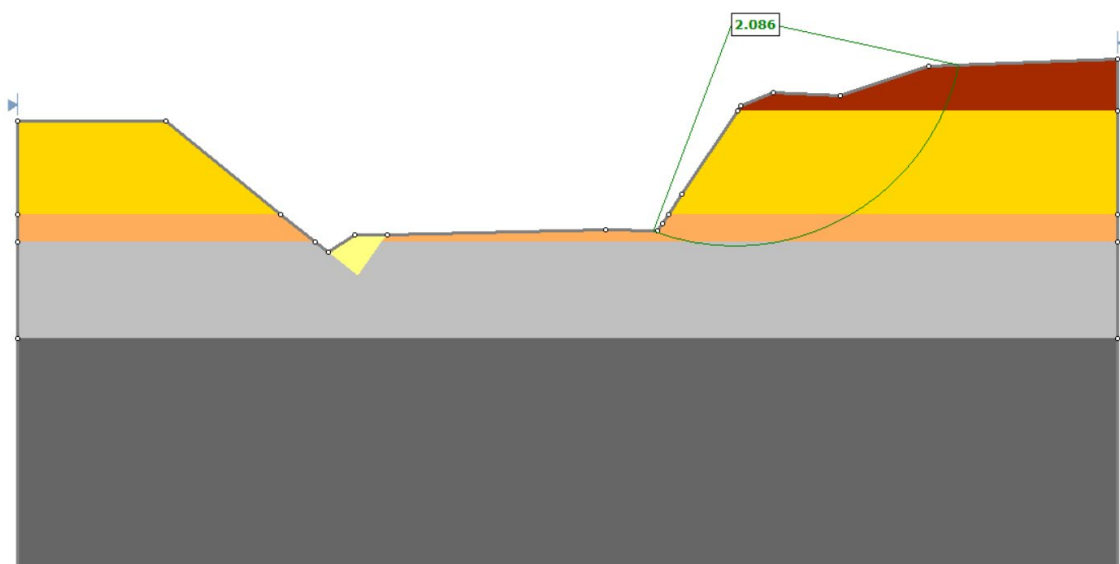


Figura 34 – Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando retaludamento sem execução do solo grampeado. Morgenstern-Price FS=1,72.

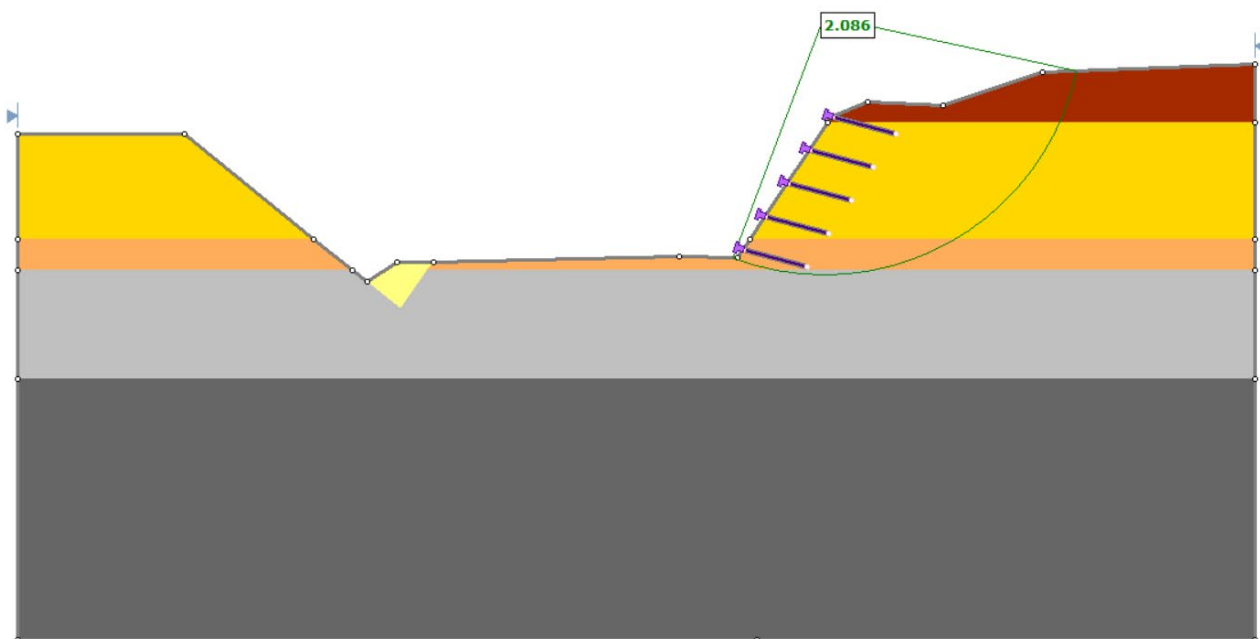


Figura 26 – Resultado da análise de estabilidade com FS mínimo considerando a solução de projeto. Morgenstern-Price FS=1,91

9 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

9.1 EXIGÊNCIA DE DURABILIDADE

9.1.1 CLASSE DE AGRESSIVIDADE

Conforme prescrição da NBR6118 a classe de agressividade ambiental (CAA) está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independente das ações mecânicas, etc.

Tabela 10 – Classes de agressividade ambiental, da ABNT NBR 6118:2023

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de Maré	

- a) pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
- b) pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
- c) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes e indústrias químicas.

Visto que as estruturas em concreto armado se encontrarão em uma rodovia, a classe de agressividade considerada será a CAA I.

9.1.2 MATERIAIS

9.1.2.1 CONCRETO

Foram estabelecidas as seguintes características para o concreto:

Tabela 11 – Estruturas de Concreto

Propriedade	Contenções
Resistência característica (fck)	≥ 30 MPa

Tabela 12 – Estacas de Fundação do Projeto

Propriedade	Fundação
Resistência característica (fck)	≥ 20 MPa
Consumo mínimo de cimento	≥ 600 kg/m ³
Fator água-cimento máximo	0,6

Verifica-se que o valor de fck mínimo adotado pelo Projetista atende aos requisitos mínimos exigidos pela NBR 6122, e a NBR 6118:2023 para CAAI.

Os valores de fck foram estimados considerando também os níveis de esforços atuantes nas estruturas, e não somente aos valores mínimos exigidos pelas normas.

Tabela 13 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto (kg/m ³)	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a elementos estruturais de concreto protendido.

Tabela 14 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, da ABNT NBR 6118:2014

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
Eci (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
Ecs (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1	1

9.1.2.2 AÇO

Aço CA-50

9.1.2.3 COBRIMENTOS

O cobrimento das armaduras das estacas é de 5 cm e está de acordo com o mínimo para uma CAAI correspondente a elementos em contato com o solo.

Já as demais estruturas em concreto armado terão cobrimento de 4cm. Conforme especificado em notas de Projeto (Volume 2).

- Tolerância para cobrimento: 0,5 cm.

Tabela 15 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos Estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto Protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

^a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contra piso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15\text{ mm}$.

^c) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^{d)} No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Verifica-se que os cobrimentos adotados estão de acordo com as exigências e prescrições normativas.

9.2 CAPACIDADE ESTRUTURAL DAS ESTACAS

Para a verificação a compressão da estaca a ser ensaiada, segue formulação proposta pela ABMS/ABEF no livro “Fundações: teoria e prática”. Sabendo que a seção mínima de concreto é de 20cm (f_{ck} 25MPa) e que serão utilizadas 5 Φ 16 como armadura, a carga máxima atuante de compressão (P) na estaca é de:

$$P = \frac{0,707 \cdot D^2 \cdot f_{ck} + 0,9 \cdot A_s \cdot (f_{yk} - f_{ck})}{2}$$

Foi considerado que a seção atuará como mista nesta análise.

$$P = \frac{0,707 \cdot 0,20^2 \cdot 25000 + 0,9 \cdot 10,05 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot (500000 - 25000)}{2} \cong 56,8tf$$

A carga máxima estrutural à compressão aqui estimada foi de ~56tf.

Portanto, dada a possibilidade de variação no perfil estratigráfico impactando diretamente na capacidade de carga geotécnica, entende-se que o comprimento adotado é satisfatório para que as estacas desempenhem papel de fundação da cortina.

10 DIMENSIONAMENTOS GEOTÉCNICOS

10.1 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

10.1.1 ESTACAS EM SOLO

Para o Cálculo da Capacidade de Carga, foram utilizadas metodologias semiempíricas consagradas na literatura, com base nas sondagens executadas.

Para o Trecho 02, dado os boletins das sondagens, todas as estacas serão embutidas em rocha.

Os métodos utilizados para o cálculo de capacidade de carga foram: Pedro Paulo Costa Velloso, Aoki – Velloso, Decourt Quaresma, Alberto Teixeira e Urbano Alonso. O valor adotado como carga admissível, será a média obtida pelos cinco métodos citados anteriormente, caso o desvio-padrão entre as metodologias se mostre tolerável.

Tabela 16 – Capacidade de carga e comprimentos

Ø ESTACAS (cm)	COMPRIMENTO DA ESTACA (m)	CARGA ADM. GEOTÉCNICA CALCULADA (tf)
20	15,00	40,0

10.2 DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS GRAMPOS

Serão utilizados grampos com diâmetro de 25mm (CA-50), sendo que a carga máxima dimensionada segundo as recomendações da NBR-16920-2 – “Muros e taludes em solos reforçados - Parte 2: solos grampeados” é apresentada na sequência abaixo. As cargas de trabalho são apresentadas na Tabela 17.

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

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

f_{yk} = resistência característica do aço à tração

σ_{adm} = tensão admissível

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

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

$$S_{aço,(25mm)} = \frac{\pi \times D_{efet}^2}{4} = \frac{\pi \times (2,5)^2}{4} = 4,91 \text{ cm}^2$$

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

Tabela 17 – Carga máxima dos grampos.

Tipo de Aço	Diâmetro Nominal da barra (mm)	T. Escoamento / Ruptura (MPa)	Carga Máxima/ Ensaio (kN)
CA-50	25	500/550	200

10.3 DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DE AÇO DOS TIRANTES

Serão utilizados tirantes com diâmetro de 32mm (GEWI 50/55), sendo que a carga máxima dimensionada segundo as recomendações da NBR-5629 – “Tirantes ancorados no terreno – Projeto e Execução” é apresentada na sequência abaixo. As cargas de trabalho são apresentadas na Tabela 18.

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

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

f_{yk} = resistência característica do aço ao escoamento

σ_{adm} = tensão admissível

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

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

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

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

Tabela 18 – Carga máxima dos tirantes.

Diâmetro nominal da barra (mm)	Tensão de escoamento - f_y (MPa)	Tensão de ruptura - f_u (MPa)	Carga de Trabalho (kN)	Carga Máxima de Ensaio (kN)
32	500	550	200	350

10.4 COMPRIMENTO DO BULBO DE ANCORAGEM

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

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

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

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

10.4.1 ADERÊNCIA CALDA-AÇO

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

- $L_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 48 \phi \rightarrow$ Comprimento necessário para ancoragem da barra;
- $f_{yd} = 500/1,15 = 435$ MPa
- $f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$

- $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (ver Tabela 8.3 da NBR 6118:2014)
- $\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência (ver 9.3.1 da NBR 6118:2014)
- $\eta_3 = \frac{132-\phi}{100} = \frac{132-32}{100} = 1,0$, para $\phi \geq 32\text{mm}$
- $f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$
- $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$
- $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$
- $f_{ct,m} = 0,3 \times 30^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$
- $f_{ctk,inf} = 0,7 \times 2,90 = 2,03 \text{ MPa}$
- $f_{ctd} = 2,03/1,4 = 1,45 \text{ MPa}$
- $f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,45 = 2,28 \text{ MPa}$
- $L_b = \frac{32}{4} \frac{435}{2,28} = 1526 \text{ mm} = 1,53 \text{ m}$

10.4.2 COMPRIMENTO ANCORADO NO SOLO

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

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

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

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

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

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

No dimensionamento de tirantes, a serem utilizados como medidas mitigadoras para estabilização do talude instável, foram analisadas as sondagens realizadas no local para

estabelecer valores unitários do atrito solo-tirante (q_s). Esse valor foi estimado utilizando formulação retirada do Manual da GEORIO – Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro:

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

Os valores de comprimentos de ancoragem mínimos podem ser conferidos na Tabela 15.

Tabela 19 – Coeficiente de ancoragem K_f .

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

Tabela 20 – Tirantes: Valores do comprimento de ancoragem L_b - solo

K_f	q_s (kPa)	$T_{\text{máx}}$ (kN)	L_b (m)
1,0 (silte)	250	350	8,0

Tabela 21 – Tirantes: Valores do comprimento de ancoragem L_b - alteração

K_f	q_s (kPa)	$T_{\text{máx}}$ (kN)	L_b (m)
1,2	300	350	6,0

Tabela 22 – Tirantes: Valores do comprimento de ancoragem L_b - rocha

K_f	q_s (kPa)	$T_{\text{máx}}$ (kN)	L_b (m)
-	400	350	4,0

10.5 COMPRIMENTO DOS TIRANTES – TRECHO LIVRE

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

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

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

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

11 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

11.1 ARMADURAS DOS MUROS

Para a obtenção dos esforços atuantes no muro atirantado, foi realizada uma modelagem *software* FTOOL, com a seção mais desfavorável, que é a de maior altura. Tendo a seção de análise, foram alocadas as ações atuantes, conforme Figura 22. Para a composição das forças atuantes, foram consideradas o empuxo ativo do solo e sobrecarga de 20 kN/m, resultante da execução.

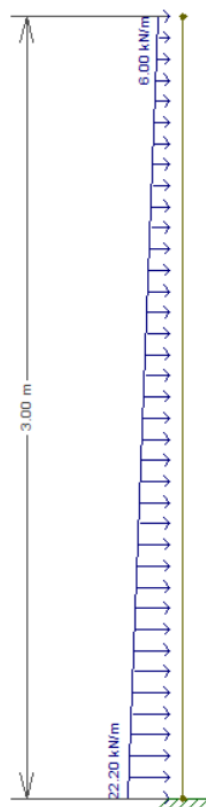


Figura 35 – Modelagem do muro no *software* FTOOL.

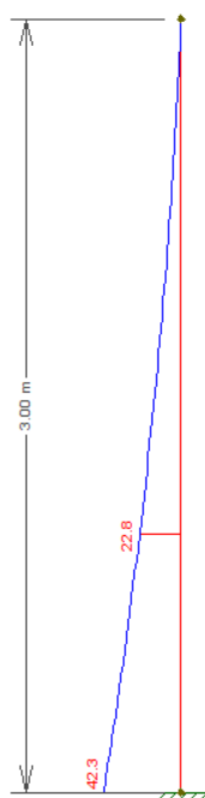


Figura 36 – Diagrama esforço cortante do muro.

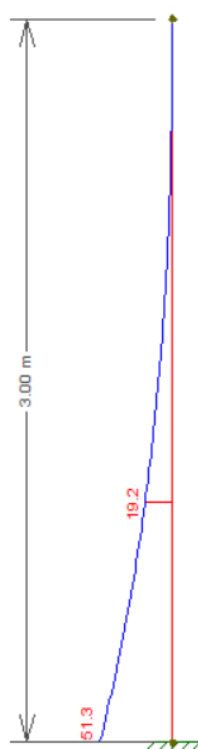


Figura 37 – Diagrama de momentos fletores do muro.

Para a análise estrutural do muro, foi realizado a verificação do momento característico a cada metro da altura do muro.

Com os valores dos esforços solicitantes e cálculo do diagrama de esforço cortante e momento fletor é possível determinar as armaduras resistentes da estrutura. Para o dimensionamento considera-se aço CA-50 e concreto de 30 MPa. De acordo com a ABNT NBR 6118, Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta C = 10$ mm, adota-se cobrimento de concreto maior ou igual a 4,5 cm. O muro será calculado como uma laje em balanço vertical engastada na fundação direta (sapata).

11.1.1 ARMADURA DO MURO

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, Tabela 13.2 – Valores do coeficiente adicional (γ_n) para lajes em balanço têm-se que para espessura de 10 cm o valor de (γ_n) é de 1,45, tal coeficiente majora os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço. De acordo com a ABNT NBR 6118, item 12.4.1, Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes (γ_c) e (γ_s), os valores para a verificação no estado-limite último são de 1,4 e 1,15, respectivamente.

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \times f_{cd} \times k_{md}}}$$

De acordo com Moliterno (1994), para o cálculo das espessuras intermediárias tem-se que:

$$\Delta d = (d_i - d_0)/n$$

Sendo n o número de seções consideradas no cálculo e Δd a variação de espessura por metro de muro. Deve ser feita uma verificação quanto ao uso apenas de armadura simples, para isso tem-se as

$$d = \Delta d + \Delta d - C_{nom}$$

$$d \geq d_{\min}$$

Se atender ao requisito de armadura simples, a área de aço da armadura principal pode ser calculada utilizando as equações abaixo e a Tabela de dimensionamento de seções retangulares, onde pode ser encontrado o valor de K_z , para isso deve ser determinado posteriormente o K_{md} .

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times k_{md}}$$

$$A_{s,n} = \frac{M_d}{k_z \times d \times f_{yd}}$$

Consultando a ABNT NBR 6118, Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas, tem-se que para aço CA-50 e concreto de 20 MPa a taxa mínima de armadura ($\rho_{\min}$) é de 0,150%, com esse valor é possível calcular a área de aço mínima.

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \times b_w \times d$$

Faz-se então uma comparação entre a área de aço calculada ($A_{s,n}$) e a área de aço mínima, admitindo-se como a área de aço da seção o maior valor entre elas. Determinado a armadura principal é necessário o cálculo da armadura de distribuição, que de acordo com a ABNT NBR 6118, Seção 19.3.3.2, Tabela 19.1, a armadura de distribuição deve ser 20% da armadura principal, sendo assim:

$$A_{distr} = \frac{1}{5} \times A_s$$

De acordo com Moliterno (1994), deve-se evitar o uso de armadura transversal para combater as tensões de cisalhamento com o intuito de facilitar a execução da armação do muro. Segundo a ABNT NBR 6118, seção 19.4, a força cortante de cálculo (V_{Sd}) deve ser menor que a força resistente de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}):

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

A força cortante resistente de cálculo segundo a norma é determinada pela Equação:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k(1,2 + 40\rho_n) + 0,15\sigma_{cp}] b_w \times d$$

Onde:

τ_{Rd} = é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

σ_{cp} = é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão.

O valor da tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (τ_{Rd}) é:

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk.inf}}{\gamma_c}$$

De acordo com a ABNT NBR 6118, seção 8.2.5, o valor de $f_{ctk,inf}$ é 70% do valor da resistência à tração direta ($f_{ct,m}$).

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk.inf} = 0,7f_{ct,m}$$

Fazendo os cálculos, tem-se que a armadura será de:

Armadura longitudinal adotada: Ø12,5 c/12,5 (para até o primeiro metro)

Armadura longitudinal adotada: Ø10 c/12,5 (a partir do primeiro metro)

Armadura de distribuição adotada: Ø10,0 c/15

11.1.2 ARMADURA DA SAPATA DO MURO

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, Seção 22.6, as sapatas são estruturas usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta. É necessário verificar se a sapata é considerada rígida ou flexível, quando atendida a expressão da Equação abaixo a sapata é considerada rígida e pode-se admitir plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-terreno, se a expressão não for atendida a sapata é considerada flexível.

$$h \geq \frac{a - a_p}{3}$$

Onde:

h é a altura da sapata, a é a dimensão da sapata em uma determinada direção e a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para a armação da Sapata, caso atendido ao requisito de armadura simples, calcula-se da mesma forma que a armação do muro.

Fazendo os cálculos, tem-se que:

Armadura longitudinal: Ø10 c/15

Armadura de distribuição: Ø10,0 c/15

A força cortante de cálculo (VSd) deve ser determinada para a seção mais solicitada, com isso obtém-se o valor de 59,2 kN. VSd < VRD1 (83,3 kN), portanto não se faz necessário o uso de armadura transversal de cisalhamento.

11.2 ARMADURAS DAS CORTINAS

Para a obtenção dos esforços típicos na cortina atirantada, foi realizada uma modelagem *software* FTOOL. Como as cortinas do projeto em questão possuem geometria e número de tirantes iguais, a Figura 22 ilustra as características da cortina, bem como os carregamentos atuantes na estrutura. Para a composição das forças atuantes, foram consideradas o empuxo ativo do solo, sobrecarga de 20 kN/m e a carga de atuação dos tirantes. O espaçamento horizontal entre tirantes é de 2,00 m, sendo assim, os esforços atuantes foram aplicados neste vão.

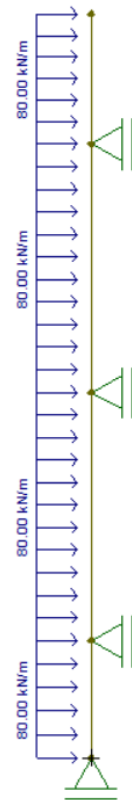


Figura 38 – Modelagem da cortina atirantada no *software FTOOL*.

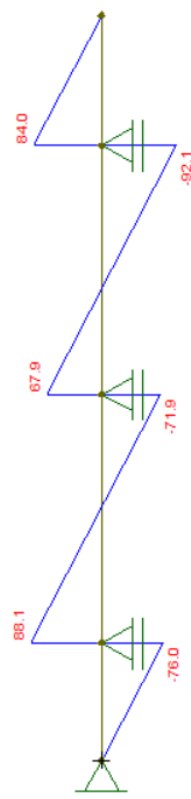


Figura 39 – Diagrama de esforço cortante na cortina.

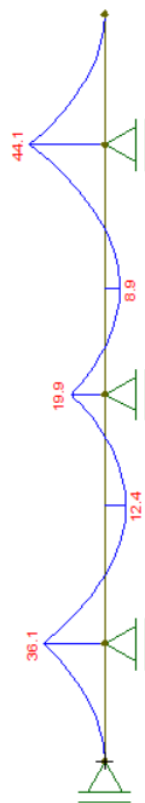


Figura 40 – Diagrama de momentos fletores na cortina.

11.2.1 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO NECESÁRIA DA CORTINA

M_d (tf.m)	61,7
M_k (tf.m)	44,1

b_w (cm)	25
d (cm)	200
f_{ck} (Mpa)	30
aço (CA-50)	50
f_{yd} (tf/m²)	4,348

K_{md}	0,025
$M_{d \max}$	800,00
K_z	0,985
x	7,37
x/d	0,04

A_s (cm²)	7,21
--	-------------

$K_{md \max}$	0,320
$K_{z \min}$	0,749

Armadura Dupla

A_s	Não precisa
-------	-------------

A_s'	Não precisa
A_{stotal}	7,56
$A_{sminima}$	6,50
$A_{s nec}$	7,56

Figura 41 – Armadura de flexão das cortinas

11.2.2 ARMADURA DE PELE (NBR 6118:2014 – 17.3.5.2.3)

Para o cálculo da armadura de pele, seguiu-se com a recomendação mínima normativa (0,10% da área de concreto, não maior que 5cm²/m). Indica-se o uso de uma armadura de barras de 10mm a cada 0,15m.

11.2.3 ARMADURA NECESSÁRIA À FLEXÃO (NBR 6118:2014 – 17.3.5.2.1)

Com o momento máximo aplicado à cortina foi possível obter a área de aço necessária (7,56 cm². Para isso, foi utilizada a malha de Ø10 espaçada a cada 10 cm, resultando uma área de aço de 7,85 cm², sem contabilizar a armadura que compreende o reforço, ou seja, atende a solicitação.

11.2.4 ARMADURA DE PUNÇÃO

Foram verificadas as tensões solicitantes nos contornos críticos, conforme o item 19.5 da NBR 6118, as quais mostraram-se menores que as tensões resistentes. Dessa forma, é necessário apenas o uso da armadura de punção mínima, segundo o item 19.5.3.5.

Tabela 23 – Verificação de punção para a carga de trabalho.

VERIFICAÇÃO A PUNÇÃO - CARGA DE TRABALHO			
1.0	Dados de entrada		
	Resistência do concreto	fck	30 MPa
	Dimensão da placa	l	20 cm
	Espessura da laje	h	30 cm
	Armadura (As,x=As,y)	Ø	10,0 mm c.10
	Armadura (As,x=As,y)		8,64 cm²/m
	Taxa de armadura	ρx = ρy	3,46E-03
	Cobrimento	Cob	4 cm
	Área útil	dx	25,5 cm
		dy	24,5 cm
	Área útil - média	d	25 cm
	Força atuante	Fk	200 kN
	Força solicitante	Fsd	280 kN
2.0	Contorno C - superfície crítica		
	$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{ud} \qquad \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd}$		
	Perímetro do pilar	u	0,80 m
	Tensão solicitante	τSd	1,40 MPa
	Tensão resistente	τRd	5,09 MPa
	τSd<τRd	Ok!	
3.0	Contorno C' - superfície crítica		
	$\tau_{Rd1} = 0,13 k_s (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}}$		
	Perímetro do contorno C'	u'	3,94 m
	Tensão solicitante	τSd	0,28 MPa
	Coeficiente de escala para punção	ke	1,9
	Tensão resistente	τRd1	0,54 MPa
	τSd<τRd1	Ok!	
4.0	Contorno C'' - superfície crítica		
	Perímetro do contorno C''	u'	7,08 m
	Tensão solicitante	τSd	0,16 MPa
	Coeficiente de escala para punção	ke	1,9
	Tensão resistente	τRd3	0,54 MPa
	τSd<τRd	Ok!	

Tabela 24 – Verificação de punção para a carga de ensaio.

VERIFICAÇÃO A PUNÇÃO - CARGA DE ENSAIO			
1.0	Dados de entrada		
	Resistência do concreto	fck	30 MPa
	Dimensão da placa	l	20 cm
	Espessura da laje	h	30 cm
	Armadura (As,x=As,y)	Ø	10,0 mm c.10
	Armadura (As,x=As,y)		8,64 cm²/m
	Taxa de armadura	ρx=ρy	3,46E-03
	Cobrimento	Cob	4 cm
	Área útil	dx	25,5 cm
		dy	24,5 cm
	Área útil - média	d	25 cm
	Força atuante	Fk	350 kN
	Força solicitante	Fsd	490 kN
2.0	Contorno C - superfície crítica		
	$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{ud}$ $\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd}$		
	Perímetro do pilar	u	0,80 m
	Tensão solicitante	τSd	2,45 MPa
	Tensão resistente	τRd	5,09 MPa
	τSd<τRd	Ok!	
3.0	Contorno C' - superfície crítica		
	$\tau_{Rd1} = 0,13k_s(100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}}$		
	Perímetro do contorno C'	u'	3,94 m
	Tensão solicitante	τSd	0,50 MPa
	Coeficiente de escala para punção	ke	1,9
	Tensão resistente	τRd1	0,54 MPa
	τSd<τRd1	Ok!	
4.0	Contorno C'' - superfície crítica		
	Perímetro do contorno C''	u'	7,08 m
	Tensão solicitante	τSd	0,28 MPa
	Coeficiente de escala para punção	ke	1,9
	Tensão resistente	τRd3	0,54 MPa
	τSd<τRd	Ok!	

Não foi necessário armadura de punção.

11.2.5 ARMADURA FINAIS (NBR 6118:2014)

Segundo o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118, dimensionou-se a taxa de armadura mínima de 4,67 cm²/m para as cortinas atirantadas. Na face externa da cortina – região comprimida – a seguiu-se recomendação da Tabela 19.1 da NBR 6118 que permite uma redução segundo a expressão “0,67

x 4,67 cm²/m". Sendo assim, a taxa de armadura mínima a ser adotada na face externa da cortina poderá ser de 3,13 cm²/m.

Por fim, de forma resumida, considerando todas as armaduras (flexão, pele, fretagem e punção) e buscando uma simplificação na montagem, as armaduras foram distribuídas conforme pranchas de armadura.

12 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

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

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

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

13 TERMO DE ENCERRAMENTO

O presente volume, denominado Projeto Executivo de CONTENÇÃO, contemplando estabilização do talude, na localidade de Nova Friburgo - RJ, possui 58 páginas (inclusive esta), numeradas sequencialmente em ordem crescente.

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Rogério/Luiz Feijó".

Rogério/Luiz Feijó

Engenheiro Civil

CREA/RJ 19986102281