

MEMORIAL DE CÁLCULO

CORTINA DE CONCRETO ARMADO ATIRANTADA

CONTENÇÃO 01 – ESTRADA DA USINA VELHA
VERANÓPOLIS / RS

OBRA	Estrada da Usina Velha – Veranópolis / RS
CLIENTE	Prefeitura Municipal de Veranópolis
RESPONSÁVEL	Cristiano Fugali
ESTRUTURA	Contenção 01 – Cortina Atirantada em Concreto Armado
SOFTWARE	GEO5 v5.2024.121.0 – Projeto de Contensões e Estabilidade de Taludes
NORMAS	NBR 6118:2014/2023, NBR 6122:2022, NBR 11682:2009, NBR 5629:2022
DATA	14/06/2026
REVISÃO	Rev. 1 – Atualização com relatórios GEO5 definitivos e sondagens SR1 e SR2

1. OBJETIVO

O presente memorial tem por objetivo apresentar os critérios e os resultados do dimensionamento e das verificações de segurança da Contenção 01, localizada na Estrada da Usina Velha, no município de Veranópolis/RS, prevista para estabilização de talude de corte.

A solução adotada consiste em cortina atirantada em concreto armado, com espessura de 30 cm, estabilizada por tirantes permanentes de aço Ø30 mm, apoiada na base em estacas raiz Ø25 cm com blocos de coroamento em concreto armado de 50 × 50 × 50 cm.

As análises geotécnicas e estruturais foram realizadas com o software GEO5 v5.2024.121.0, módulos Projeto de Contensões e Estabilidade de Taludes, configuração Brasil (2), com norma NBR 6118.

2. NORMAS E REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto armado e protendido;
- ABNT NBR 6122 – Projeto e execução de fundações;
- ABNT NBR 11682 – Estabilidade de encostas;
- ABNT NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno;
- ABNT NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres;
- GEO5 v5.2024.121.0 – Fine Software – Projeto de Contensões e Estabilidade de Taludes;
- Relatórios de Sondagem Rotativa SR1 e SR2 – Amplitude Consultoria, 04/06/2026.

3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Foram executadas duas sondagens rotativas (SR1 e SR2) pela empresa Amplitude Consultoria e Sustentabilidade, sob responsabilidade técnica do Geólogo Pedro Meirelles (CREA RS 215029), realizadas em 04/06/2026. Os boletins de sondagem são apresentados na íntegra como Anexo I deste memorial.

3.1 Sondagem SR1

Localização: coordenadas UTM SIRGAS 2000 – 443769,00 E / 6.796.130,00 S. Cota inicial: 459,00 m. Profundidade investigada: 3,50 m (limite a pedido do cliente).

Prof. (m)	Material	Descrição	Obs.
0,00–0,80	Asfalto / base	Asfalto e base de brita graduada, cor cinza variegado	—
0,80–2,30	Aterro	Aterro de fragmentos e blocos de rocha basáltica, cor cinza clara	N.F.E. até 1,45 m (seco em 24 h)
2,30–3,50	Basalto alterado / fraturado	Rocha basáltica cinza variegado, maciço, alteração incipiente, fraturada; padrão C2; RQD = 27% (ruim)	Amostra BX
3,50	Limite de sondagem	Limite a pedido do cliente	—

3.2 Sondagem SR2

Localização: coordenadas UTM SIRGAS 2000 – 443733,00 E / 6.796.105,00 S. Cota inicial: 443,00 m. Profundidade investigada: 5,00 m (limite a pedido do cliente).

Prof. (m)	Material	Descrição	Obs.
0,00–0,90	Asfalto / base	Asfalto e base de brita graduada, cor cinza variegado	—
0,90–1,80	Aterro	Aterro de fragmentos e blocos de rocha basáltica, cor cinza variegado	N.F.E. até 1,45 m (seco em 24 h)
1,80–3,20	Basalto extremamente alterado	Rocha basáltica vermelho clara, extremamente alterada,	Amostra BX

		fragmentada; padrão C3; RQD = 0% (péssimo)	
3,20–5,00	Basalto muito alterado	Rocha basáltica marrom avermelhado, muito alterada, muito fraturada; padrão C2; RQD = 11% (péssimo)	Amostra BX
5,00	Limite de sondagem	Limite a pedido do cliente	—

As sondagens confirmam o perfil geotécnico adotado no modelo: aterro superficial de blocos basálticos sobre rocha basáltica em diferentes graus de alteração. Nível freático não encontrado (seco em 24 h), corroborando a premissa adotada no modelo GEO5.

4. DADOS GEOMÉTRICOS DA CONTENÇÃO

PARÂMETRO	VALOR	UNIDADE
Tipo de estrutura	Cortina atirantada em concreto armado	—
Altura livre de contenção	3,00	m
Espessura da cortina	0,30	m
Inclinação do terreno à frente	$\beta = -35,00$	°
Profundidade necessária no solo (GEO5)	0,28	m
Comprimento total da estrutura (GEO5)	3,28	m
Profundidade do tirante (z)	1,10	m
Comprimento total do tirante	7,00	m
Comprimento livre do tirante	4,00	m
Comprimento ancorado (raiz) do tirante	3,00	m
Inclinação do tirante	15,00	°
Espaçamento horizontal entre tirantes	2,50	m
Diâmetro das estacas raiz	0,25	m
Comprimento das estacas raiz	3,00	m
Espaçamento entre estacas raiz	3,00	m
Dimensões do bloco de coroamento	50 × 50 × 50	cm

5. MATERIAIS ADOTADOS

5.1 Concreto (C30 – NBR 6118)

PROPRIEDADE	VALOR	UNIDADE
Resistência característica à compressão (fck)	30,00	MPa
Resistência média à tração (fct,m)	2,90	MPa
Fator parcial do concreto (γ_c)	1,40	—
Resistência de cálculo (fcd = fck/ γ_c)	21,43	MPa
Peso específico	25,00	kN/m ³
Cobrimento nominal – cortina	30	mm
Cobrimento nominal – estacas e blocos	40	mm

5.2 Aço Passivo CA-50 (cortina, estacas e blocos)

PROPRIEDADE	VALOR	UNIDADE
Tensão de escoamento (fyk)	500,00	MPa
Fator parcial do aço (γ_s)	1,15	—
Resistência de cálculo (fyd = fyk/ γ_s)	434,78	MPa

5.3 Tirante Permanente Protendido

PROPRIEDADE	VALOR	UNIDADE
Diâmetro nominal ($\emptyset$)	30	mm

Área da seção transversal ($A_s = \pi \cdot \varnothing^2 / 4$)	706,9	mm ²
Tensão de escoamento (f_y)	600,00	MPa
Tensão de ruptura (f_u)	720,00	MPa
Resistência ao escoamento ($T_y = A_s \cdot f_y$)	424,1	kN
Resistência à ruptura ($T_u = A_s \cdot f_u$)	508,9	kN

6. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos adotados são compatíveis com os perfis obtidos nas sondagens SR1 e SR2, considerando aterro de blocos basálticos e rocha basáltica em graus variados de alteração.

CAMADA	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	δ (°)	ν
Aterro	0,00–3,00	20,00	21,00	32,00	5,00	21,00	0,30
Basalto Alterado	> 3,00	22,00	23,00	36,00	30,00	24,00	0,25

Nota: no modelo anterior a camada de aterro se estendia até 2,50 m. Com base nas sondagens SR1 (aterro até 2,30 m) e SR2 (aterro até 1,80 m) e na compatibilização com o relatório definitivo GEO5, adota-se conservadoramente a camada de aterro até 3,00 m no modelo de contenção, conforme o relatório de dimensionamento atualizado.

Nível freático: não encontrado até as profundidades investigadas (seco em 24 h). Sem influência hidrostática na cortina.

7. SOBRECARGAS CONSIDERADAS

Foram adotadas duas sobrecargas superficiais no terreno superior, conforme relatório GEO5 definitivo:

SOBRECARGA	AÇÃO	VALOR (kN/m ²)	DENOMINAÇÃO
Sobrecarga permanente	Permanente	10,00	Tráfego pesado / plataforma
Sobrecarga acidental	Acidental	20,00	Tráfego
TOTAL	—	30,00	—

Alteração em relação ao memorial anterior: a sobrecarga era tratada como carga única de 30 kN/m² acidental. No modelo GEO5 definitivo foram inseridas separadamente: 10 kN/m² permanente + 20 kN/m² acidental, totalizando 30 kN/m². Essa separação impacta a análise de estabilidade global.

8. MODELAGEM GEO5 – PROJETO DE CONTENÇÕES

A cortina foi analisada no módulo GEO5 – Projeto de Contensões com a configuração Brasil (2), com os seguintes parâmetros principais:

- Metodologia: fatores de segurança;
- Empuxo ativo: Coulomb; empuxo passivo: Mazindrani/Rankine;
- Empuxo mínimo: $\sigma_{a,min} = 0,20 \cdot \sigma_z$;
- Tipo de redistribuição: sem redistribuição;
- Coeficiente de redução do empuxo passivo: 1,00;
- Situação de projeto: permanente;
- Tirante modelado como ancoragem horizontal ($\alpha = 0^\circ$) a $z = 1,10$ m, $L = 7,00$ m, espaçamento 2,50 m.

8.1 Resultados – Esforços Internos na Cortina

GRANDEZA	VALOR	UNIDADE
Momento fletor máximo positivo (M _{máx+})	3,14	kN·m/m
Momento fletor máximo negativo (M _{máx-})	-4,84	kN·m/m
Momento de dimensionamento M _{Ed}	4,84	kN·m/m
Esforço cortante máximo (V _{Ed})	13,22	kN/m
Força de ancoragem do tirante (T)	49,89	kN/tirante
Profundidade necessária no solo	0,28	m
Comprimento total da estrutura	3,28	m

8.2 Armadura Verificada no GEO5

O GEO5 (NBR 6118) verificou a seção transversal com a seguinte armadura mínima proposta:

- Armadura longitudinal: 6 barras Ø10 mm/m; cobrimento 30 mm;
- Armadura transversal: 2 barras Ø6,3 mm; espaçamento 200 mm.

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Taxa de armadura ρ	$\rho_{min} = 0,15\%$	$\rho = 0,18\%$	✓ ATENDE
Altura da linha neutra ($x < x_{max}$)	$x_{max} = 0,07 \text{ m}$	$x = 0,01 \text{ m}$	✓ ATENDE
Momento último ($M_{Rd} \geq M_{Ed}$)	$M_{Ed} = 4,84 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$	$M_{Rd} = 53,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$	✓ ATENDE
Esforço transversal ($V_{Rd} \geq V_{Ed}$)	$V_{Ed} = 13,22 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 262,87 \text{ kN/m}$	✓ ATENDE

A seção transversal foi declarada SATISFATÓRIA pelo GEO5. Em projeto executivo, adota-se armadura majorada por critério construtivo e controle de fissuração: Ø10 mm c/10 cm em ambas as direções e ambas as faces.

9. DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES

9.1 Armadura Adotada em Projeto

ARMADURA	ESPECIFICAÇÃO	COBRIMENTO
Vertical (2 faces)	Ø10 mm CA-50 c/10 cm	30 mm
Horizontal (2 faces)	Ø10 mm CA-50 c/10 cm	30 mm
Grampos de ligação entre faces	Conforme detalhamento executivo	—

Área de aço adotada: $A_s = 10 \times \pi \times 10^2 / 4 = 10 \times 78,5 = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$ por face.

9.2 Verificação à Flexão

Parâmetros de cálculo:

- $h = 300 \text{ mm}$; $c = 30 \text{ mm}$; $\varnothing = 10 \text{ mm} \rightarrow d = 300 - 30 - 5 = 265 \text{ mm}$;
- $f_{cd} = 30/1,40 = 21,43 \text{ MPa}$; $f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa}$;
- $a = A_s \cdot f_{yd} / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b) = 785 \times 434,78 / (0,85 \times 21,43 \times 1000) = 18,7 \text{ mm}$;
- $z = d - a/2 = 265 - 9,4 = 255,6 \text{ mm} = 0,2556 \text{ m}$;
- $M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 785 \times 434,78 \times 0,2556 / 1000 = 87,2 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$.

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Momento fletor ($M_{Rd} \geq M_{Ed}$)	$M_{Ed} = 4,84 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$	$M_{Rd} = 87,2 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$	✓ ATENDE
Armadura mínima ($A_s \geq A_{s,min}$)	$A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$	$A_s = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$	✓ ATENDE

10. VERIFICAÇÃO DO TIRANTE PERMANENTE

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Resistência ao escoamento ($T_y \geq T_{Ed}$)	$T_{Ed} = 49,89 \text{ kN}$	$T_y = 424,1 \text{ kN}$	✓ ATENDE
Taxa de utilização (T_{Ed}/T_y)	49,89/424,1	$\eta = 11,8\%$	✓ ATENDE
Resistência à ruptura ($T_u \geq T_{Ed}$)	$T_{Ed} = 49,89 \text{ kN}$	$T_u = 508,9 \text{ kN}$	✓ ATENDE

Comprimento ancorado: 3,00 m. Comprimento livre: 4,00 m. Inclinação executiva: 15°. O comprimento ancorado deverá ser verificado quanto à resistência de arrancamento por ensaios de qualificação conforme NBR 5629.

11. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global foi verificada no módulo GEO5 – Estabilidade de Taludes, método Morgenstern-Price com superfície circular, otimização automática.

11.1 Parâmetros do Modelo de Estabilidade

- Metodologia: Morgenstern-Price – superfície circular;
- Situação: permanente; $FS_{min} = 1,50$ (NBR 11682);
- Nível freático: sem água; sismo: não incluído;
- Tirante: $F = 50,00 \text{ kN}$; inclinação 15°; $L_{livre} = 4,00 \text{ m}$; $L_{ancorado} = 3,00 \text{ m}$;
- Sobrecarga permanente: $10 \text{ kN}/\text{m}^2$ – plataforma completa;
- Sobrecarga acidental: $20 \text{ kN}/\text{m}^2$ – trecho de 7,00 m.

11.2 Superfície Crítica Otimizada

PARÂMETRO	VALOR	UNIDADE
Centro – x	-2,89	m
Centro – z	1,33	m
Raio (R)	5,44	m
Ângulo α_1	12,68	°
Ângulo α_2	75,85	°
Peso total do solo acima da superfície	131,24	kN/m

11.3 Resultado

VERIFICAÇÃO	RESULTADO	STATUS
Fator de Segurança Global (Morgenstern-Price)	FS = 1,59	✓ ATENDE FS = 1,59 > 1,50

A estabilidade global está VERIFICADA. $FS = 1,59 > FS_{min} = 1,50$ (NBR 11682:2009, situação permanente).

12. VERIFICAÇÃO DAS ESTACAS RAIZ Ø25 cm

12.1 Esforços por Estaca

GRANDEZA	Por metro (kN/m)	Espaç. (m)	Por estaca
Esforço cortante (VEd)	13,22 kN/m	3,00	Hestaca = 39,66 kN
Momento fletor (MEd)	4,84 kN·m/m	3,00	MEd,estaca = 14,52 kN·m

12.2 Verificação Estrutural – Flexão

- Armadura longitudinal: 4 Ø12,5 mm CA-50; $A_s = 4 \times 122,7 = 490,9 \text{ mm}^2$;
- Braço de alavanca aproximado: $z \approx 0,15 \text{ m}$;
- $MRd \approx A_s \times f_{yd} \times z = 490,9 \times 434,78 \times 0,15 / 1000 = 32,0 \text{ kN·m}$.

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Flexão ($MRd \geq MEd,estaca$)	14,52 kN·m	32,0 kN·m	✓ ATENDE

12.3 Verificação Geotécnica – Resistência Lateral

- Solo resistente: Basalto Alterado ($\phi=36^\circ$, $c=30 \text{ kPa}$, $\gamma=22 \text{ kN/m}^3$);
- $K_p = \tan^2(45^\circ+18^\circ) = \tan^2(63^\circ) = 3,85$; $\sqrt{K_p} = 1,962$;
- $R_{p1} = 0,5 \times 3,85 \times 22 \times 0,25 \times 3^2 = 95,3 \text{ kN}$ (friccional);
- $R_{p2} = 2 \times 30 \times 1,962 \times 0,25 \times 3 = 88,2 \text{ kN}$ (coesivo);
- $R_p = 183,5 \text{ kN}$; $R_{adm} = 183,5/2,0 = 91,75 \text{ kN}$ (FS geotécnico = 2,0).

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Resistência lateral ($R_{adm} \geq Hestaca$)	39,66 kN	91,75 kN	✓ ATENDE

13. VERIFICAÇÃO DO BLOCO DE COROAMENTO 50×50×50 cm

- $H_{bloco} = Hestaca = 39,66 \text{ kN}$; excentricidade $e \approx 0,25 \text{ m} \rightarrow MEd,bloco = 39,66 \times 0,25 = 9,92 \text{ kN·m}$;
- Armadura: 4 Ø12,5 mm CA-50; $A_s = 490,9 \text{ mm}^2$; $d \approx 0,44 \text{ m}$; $z = 0,9d = 0,396 \text{ m}$;
- $MRd = 490,9 \times 434,78 \times 0,396 / 1000 = 84,6 \text{ kN·m}$.

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Flexão ($MRd \geq MEd,bloco$)	9,92 kN·m	84,6 kN·m	✓ ATENDE
Cortante – resistência da seção	VEd = 39,66 kN	Seção 50×50 cm adequada	✓ ATENDE

14. QUADRO-RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Cortina – Momento Fletor	$M_{Ed} = 4,84 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$	$M_{Rd} = 53,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (GEO5) $M_{Rd} = 87,2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (exec.)	✓ ATENDE
Cortina – Esforço Cortante	$V_{Ed} = 13,22 \text{ kN/m}$	$V_{Rd} = 262,87 \text{ kN/m}$	✓ ATENDE
Cortina – Armadura mínima	$A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$	$A_s = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$	✓ ATENDE
Tirante Ø30 mm	$T_{Ed} = 49,89 \text{ kN}$	$T_y = 424,1 \text{ kN}$	✓ ATENDE
Estabilidade Global	$F_{Smin} = 1,50$	$FS = 1,59$	✓ ATENDE
Estaca – Flexão	$M_{Ed} = 14,52 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{Rd} = 32,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$	✓ ATENDE
Estaca – Resist. Lateral	$H = 39,66 \text{ kN}$	$R_{adm} = 91,75 \text{ kN}$	✓ ATENDE
Bloco – Flexão	$M_{Ed} = 9,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{Rd} = 84,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$	✓ ATENDE

15. RECOMENDAÇÕES EXECUTIVAS

- Executar a cortina em concreto armado C30 ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$), espessura 30 cm, com armadura Ø10 mm c/10 cm nas duas direções e duas faces; cobrimento nominal 30 mm.
- Garantir cobrimento de 40 mm nas estacas raiz e blocos de coroamento.
- Executar tirantes permanentes Ø30 mm com comprimento total 7,00 m (livre 4,00 m + ancorado 3,00 m), inclinação 15°, proteção anticorrosiva e bainha plástica, conforme NBR 5629.
- Realizar ensaios de qualificação, aprovação e aceitação dos tirantes conforme NBR 5629, com carga de ensaio mínima de 1,50× a força de serviço.
- Executar estacas raiz Ø25 cm com 3,00 m de comprimento mínimo, atingindo o basalto alterado conforme identificado nas sondagens SR1 e SR2.
- Executar blocos de coroamento 50×50×50 cm monoliticamente ligados à cortina e à armadura das estacas.
- Implantar sistema de drenagem superficial e profunda atrás da cortina, com tubos dren Ø50 mm em brita envolvida por geotêxtil; drenar as águas para fora da área de influência da estrutura.
- Realizar controle tecnológico do concreto (moldagem de CPs) e manter registro de todas as sondagens de verificação durante a execução das estacas.
- Realizar monitoramento topográfico (marcos na crista e no pé do talude) durante e após a execução, especialmente após eventos de chuva intensa.
- Eventuais variações no perfil geológico em relação ao identificado nas sondagens SR1 e SR2 devem ser comunicadas ao responsável técnico para reavaliação do projeto.

16. CONCLUSÃO

Com base nos relatórios definitivos do GEO5 (Projeto de Contensões e Estabilidade de Taludes, v5.2024.121.0) e nas sondagens rotativas SR1 e SR2, confirmou-se a viabilidade e adequação da solução de contenção proposta para a Contenção 01 da Estrada da Usina Velha em Veranópolis/RS.

Todas as verificações realizadas resultaram satisfatórias, com os seguintes destaques:

- Cortina em C30, espessura 30 cm: $M_{Rd} = 53,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \gg M_{Ed} = 4,84 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; seção declarada SATISFATÓRIA pelo GEO5.
- Tirante Ø30 mm: $T_{Ed} = 49,89 \text{ kN}$; $T_y = 424,1 \text{ kN}$; taxa de utilização de 11,8%.
- Estabilidade global: $FS = 1,59 > 1,50$ (Morgenstern-Price).
- Estacas raiz Ø25 cm, $L=3,00 \text{ m}$: verificadas à flexão e à resistência lateral passiva.
- Sondagens SR1 e SR2 confirmam o perfil adotado: aterro de blocos basálticos sobre basalto alterado, sem presença de nível freático até as profundidades investigadas.

A solução é considerada tecnicamente adequada, desde que executada conforme projeto executivo, especificações técnicas e recomendações deste memorial, com acompanhamento de responsável técnico habilitado.

Veranópolis, 14 de junho de 2026.

Cristiano Fugali
CREA RS236549

Káthia Benedetti
CREA RS201849

SONDAGEM SR1 – Cota inicial 459,00 m

[illegible]

SONDAGEM SR2 – Cota inicial 443,00 m

amplitude Consultoria e Sustentabilidade				FURO SR2	COTA 443,00	NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: N.F.E. ATE 1,45 m 24 HORAS SECO											
OBSERVAÇÕES	N.A.	NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR										AMOSTRAS	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULOMETRIA / COR COMPACIDADE E CONSISTÊNCIA	MÉTODO DE PERIFERAÇÃO		
		Nº DE GOLPES		GRÁFICO													
		*	**	10	20	30	40	5	15	25	35					45	
		ROT	ROT										5		0,90	Asfalto e base de brita graduada, cor cinza variegado.	SONDAGEM ROTATIVA
		ROT	ROT										20		1,80	Aterro de fragmentos e blocos de rocha basáltica de cor cinza variegado.	
		ROT	ROT										13		3,20	Rocha basáltica de coloração vermelho clara, extremamente alterada, fragmentada, rocha pouco coerente padrão C3, RQD da manobra = 0 (pessimo).	
		ROT	ROT										8		5,00	Rocha basáltica de coloração marrom avermelhada, maciço, muito alterada, muito fraturada, rocha coerente padrão C2, RQD da manobra = 11 (pessimo)	
		ROT	ROT													LIMITE DE SONDAGEM ORDEM DO CLIENTE	
CLIENTE: PROGETTARE OBRA: ESTRADA DA USINA VELHA - VERANOPOLIS / RS Fone: 51. 3279 0025 / 51. 9851 9133 www.amplitudecs.com																	
DATUM:		COORDENADAS UTM		PERCUSSÃO		ROTATIVA		RESPONSÁVEL TÉCNICO:									
SIRGAS 2000		443733.00 E 6796105.00 S		INÍCIO: FIM:		INÍCIO: 04/06/2026 FIM: 04/06/2026		PEDRO MEIRELLES GEOLOGO - CREA RS 215029									
* 1ª E 2ª PENETRAÇÃO 2ª E 3ª PENETRAÇÃO																	

Dimensionamento de estrutura de contenção

Introduzir dados

Projeto : Cortina atirantada 01 - estrada da Usina Velha
Parte : dimensionamento
Cliente : Prefeitura de Veranópolis
Autor : Cristiano Fugali
Data : 14/06/2026

Configurações

Brasil (2)

Materiais e Normas

Estruturas de concreto :
Fator parcial para concreto :
Resistência de estaca circular :
Estruturas de Aço :
Fator parcial da cap. de carga da seção transversal de aço :
Estruturas de madeira :
Fator parcial para as propriedades da madeira :
Coef. da influência da carga e da umidade :
Coef. da espessura da seção ao cisalhamento :

NBR 6118-2014
1,40
método simplificado
EN 1993-1-1 (EC3)
 $\gamma_{M0} = 1,00$
EN 1995-1-1 (EC5)
 $\gamma_M = 1,30$
 $k_{mod} = 0,50$
 $k_{cr} = 0,67$

Análise de empuxo

Metodologia de verificação :
Cálculo do empuxo de terra ativo :
Cálculo do empuxo de terra passivo :
Análise sísmica :

Fatores de segurança
Coulomb
Mazindrani (Rankine)
Mononobe-Okabe

Parâmetros básicos do solo

No.	Nome	Padrão	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Aterro		32,00	5,00	20,00	11,00	21,00
2	Basalto Aterrado		36,00	30,00	22,00	13,00	24,00

Parâmetros do solo

Aterro

Peso específico :
Estado de tensão :
Ângulo de atrito interno :
Coesão do solo :
Ângulo de atrito estru.-solo :
Solo :
Coeficiente de Poisson :
Peso específico saturado :

$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
efetivo
 $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$
 $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
 $\delta = 21,00^\circ$
coesivo
 $\nu = 0,30$
 $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Basalto Aterrado

Peso específico :
Estado de tensão :
Ângulo de atrito interno :
Coesão do solo :
Ângulo de atrito estru.-solo :
Solo :

$\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
efetivo
 $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
 $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
 $\delta = 24,00^\circ$
coesivo

Coeficiente de Poisson : $\nu = 0,25$
Peso específico saturado : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Material da estrutura

Análise das estruturas de concreto realizadas de acordo com a norma NBR 6118-2014.

Betão: C30 (definidos pelo usuário)

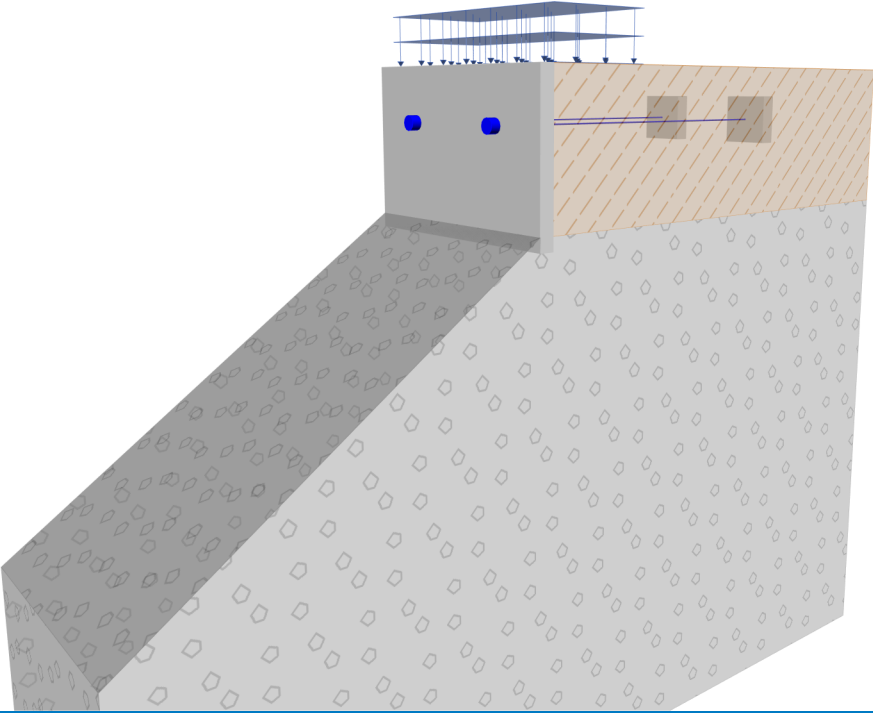
Resistência à compressão característica $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Resistência à tração $f_{ct,m} = 2,90 \text{ MPa}$

Armadura longitudinal: CA-50 (definidos pelo usuário)

Tensão de escoamento $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Nome : Material

Etapa - análise : 1 - 0

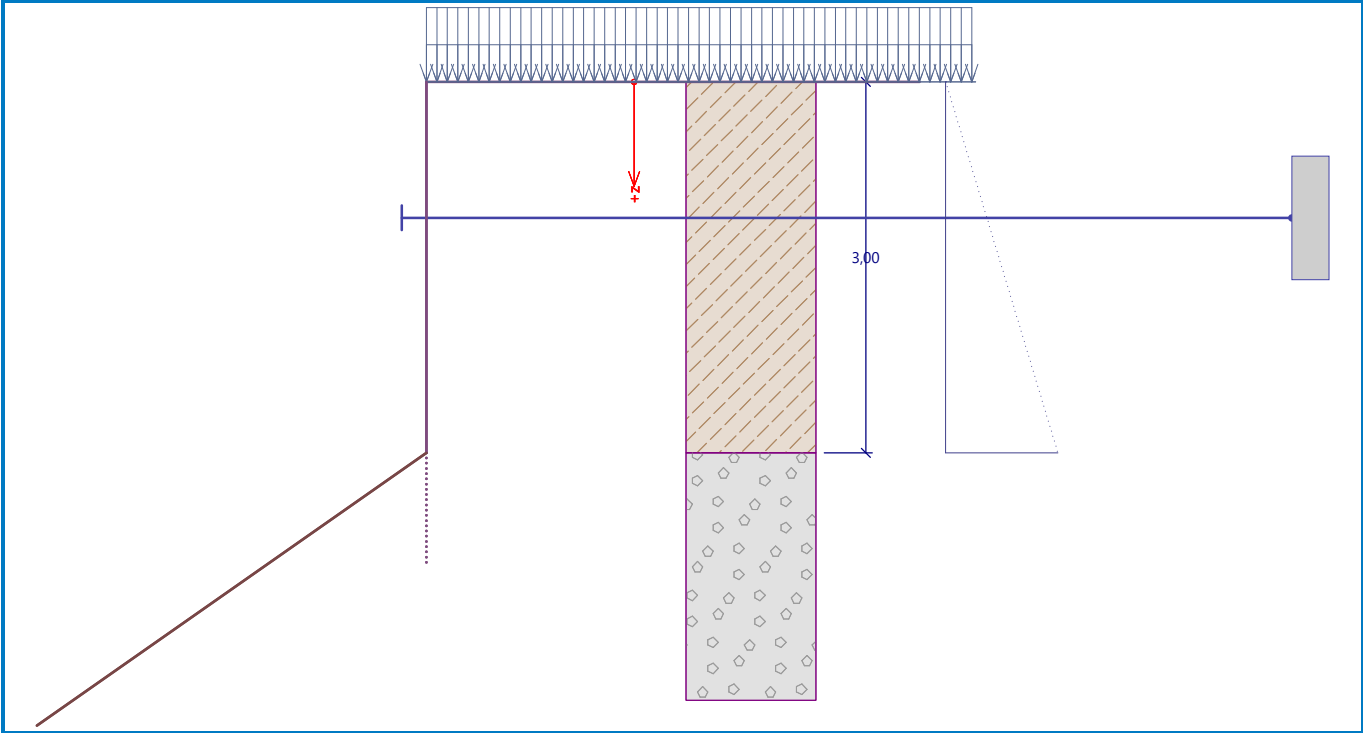


Perfil geológico e solos atribuídos

No.	Espessura da camada t [m]	Profundidade z [m]	Solo atribuído	Padrão
1	3,00	0,00 .. 3,00	Aterro	
2	-	3,00 .. ∞	Basalto Aterrado	

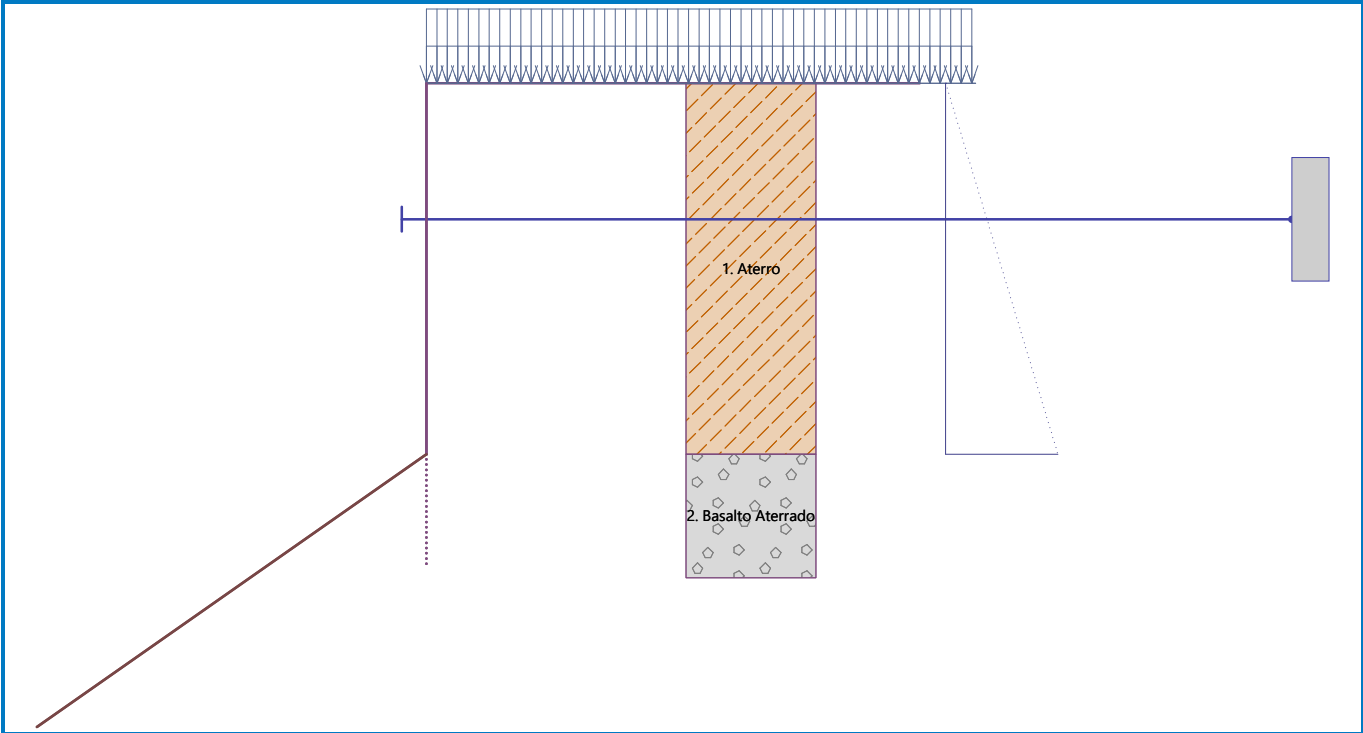
Nome : Perfil e atribuição

Etapa - análise : 1 - 0



Nome : Perfil e atribuição

Etapa - análise : 1 - 0



Geometria da estrutura

O solo em frente ao muro é escavado a uma profundidade de 3,00 m.
Inclinação do solo na frente da estrutura $\beta = -35,00^\circ$

Seção transversal

Nome do perfil : Parede retangular em CA h = 0,30 m
Área do perfil $A = 3,00E-01 \text{ m}^2/\text{m}$
Momento de inércia $I = 2,25E-03 \text{ m}^4/\text{m}$

Introduzir ancoragens

No.	Novo ancoragem	Profundidade z [m]	Comprimento l [m]	Raiz l _k [m]	Inclinação α [°]	Espaçamento b [m]
1	Sim	1,10	7,00	0,00	0,00	2,50

Empuxo atuante na estrutura

Tipo de empuxo : ativo

O empuxo mínimo é considerado como $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Tipo de redistribuição : sem redistribuição

Perfil do terreno

O terreno atrás da estrutura é liso.

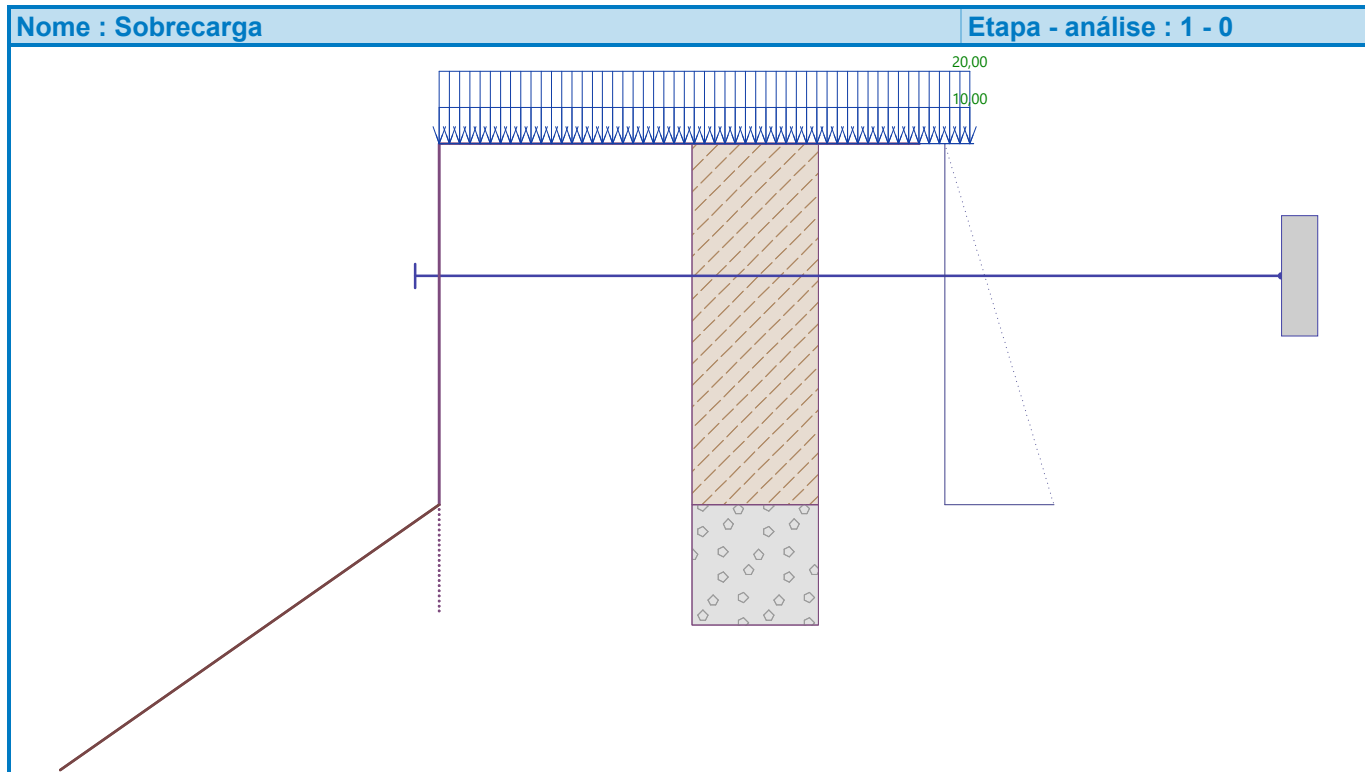
Influência da água

Nível freático está localizado abaixo da estrutura.

Inserir sobrecargas superficiais

No.	Sobrecarga		Ação	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Comp. l [m]	Prof. z [m]
	novo	mudar						
1	Sim		acidental	20,00				no terreno
2	Sim		permanente	10,00				no terreno

No.	Nome
1	trafego
2	permanente



Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente

Verificação No. 1

Projeto de cortina de contenção ancorada fixa

Coef. de redução do empuxo passivo = 1,00

Profundidade calculada do ponto nulo u = 0,00 m
Valor máx. do esforço transversal = 13,22 kN/m
Valor máx. do momento = 4,84 kNm/m
Profundidade necessária da estrutura no solo = 0,28 m
Comprimento total da estrutura = 3,28 m

Forças de ancoragem

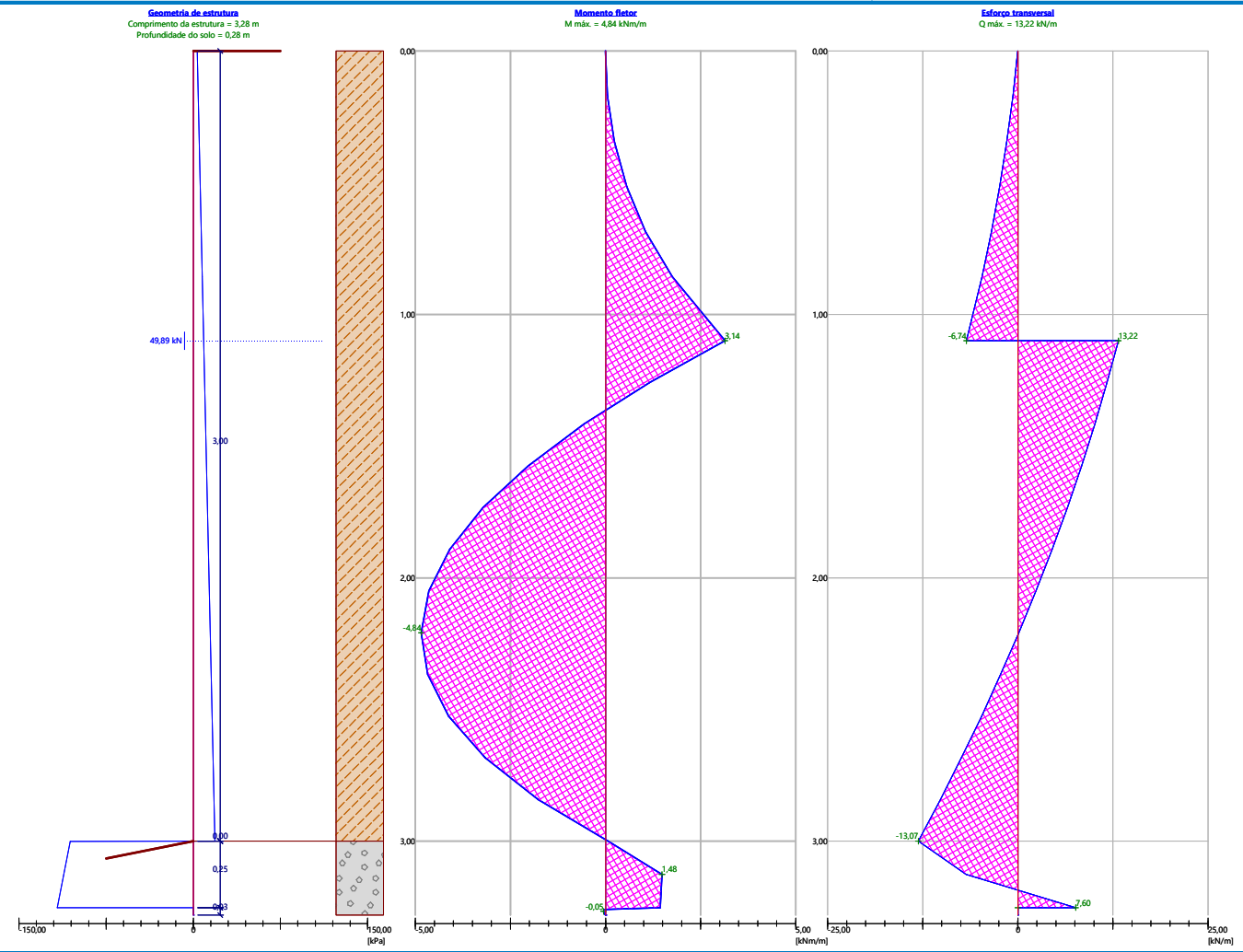
No.	Prof. z [m]	Força de ancoragem [kN]
1	1,10	49,89

Distribuição de empuxos e esforços internos ao longo da estrutura

Prof. [m]	Empuxo total [kPa]	Esforço Transversal [kN/m]	Momento [kNm/m]
0.00	3.31	-0.00	0.00
0.17	4.18	-0.64	0.05
0.34	5.06	-1.43	0.23
0.51	5.95	-2.38	0.55
0.69	6.83	-3.47	1.05
0.86	7.71	-4.72	1.75
1.10	8.95	-6.74	3.14
1.10	8.95	13.22	3.14
1.26	9.77	11.73	1.16
1.42	10.58	10.12	-0.57
1.57	11.40	8.38	-2.04
1.73	12.21	6.51	-3.22
1.89	13.02	4.52	-4.09
2.05	13.84	2.39	-4.64
2.21	14.65	0.13	-4.84
2.37	15.46	-2.25	-4.68
2.52	16.28	-4.76	-4.12
2.68	17.09	-7.40	-3.16
2.84	17.90	-10.17	-1.77
3.00	12.00	-13.07	0.07

Nome : Análises

Etapa - análise : 1 - 1



Dimensionamento No. 1

	Força de cisalhamento mín. [kN/m]	Força de cisalhamento máx. [kN/m]	Momento mín. [kNm/m]	Momento máx. [kNm/m]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.17	-0.64	-0.64	0.05	0.05
0.34	-1.43	-1.43	0.23	0.23
0.51	-2.38	-2.38	0.55	0.55
0.69	-3.47	-3.47	1.05	1.05
0.86	-4.72	-4.72	1.75	1.75
1.10	-6.74	-6.74	3.14	3.14
1.10	13.22	13.22	3.14	3.14
1.26	11.73	11.73	1.16	1.16
1.42	10.12	10.12	-0.57	-0.57
1.57	8.38	8.38	-2.04	-2.04
1.73	6.51	6.51	-3.22	-3.22
1.89	4.52	4.52	-4.09	-4.09
2.05	2.39	2.39	-4.64	-4.64
2.21	0.13	0.13	-4.84	-4.84
2.37	-2.25	-2.25	-4.68	-4.68

	Força de cisalhamento mín. [kN/m]	Força de cisalhamento máx. [kN/m]	Momento mín. [kNm/m]	Momento máx. [kNm/m]
2.52	-4.76	-4.76	-4.12	-4.12
2.68	-7.40	-7.40	-3.16	-3.16
2.84	-10.17	-10.17	-1.77	-1.77
3.00	-13.07	-13.07	0.07	0.07
3.13	-6.80	-6.80	1.48	1.48
3.25	7.60	7.60	1.44	1.44
3.26	7.60	7.60	-0.04	-0.04
3.27	7.60	7.60	-0.05	-0.05
3.27	7.60	7.60	-0.04	-0.04
3.28	7.60	7.60	0.00	0.00

Esforços internos máximos

Momento fletor máximo = 3,14 kNm/m
Momento fletor mínimo = -4,84 kNm/m
Esforço transversal máximo = 13,22 kN/m

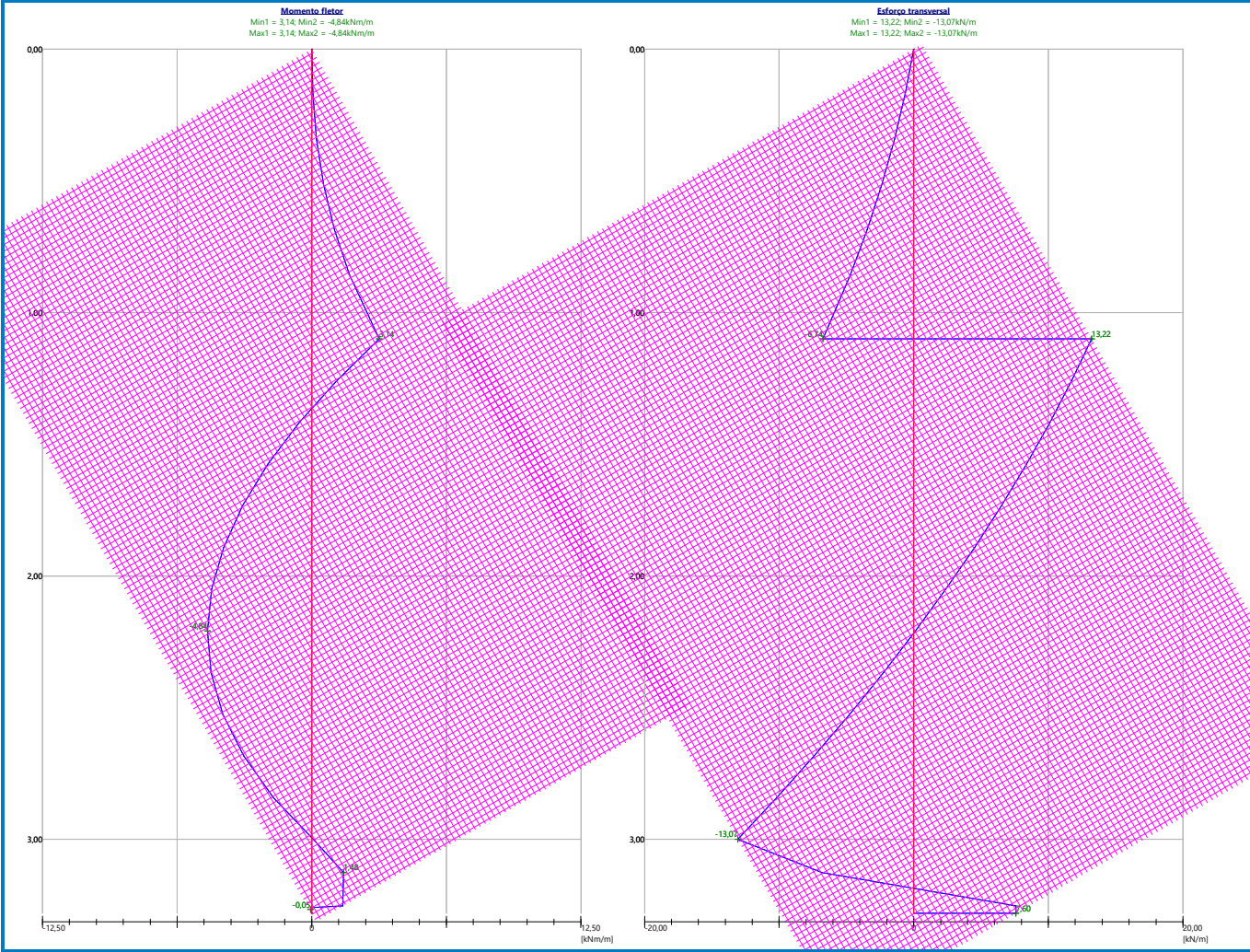
Verif. da seção transversal de concreto armado (Parede retangular em CA h = 0,30 m)

Todas as etapas de construção são consideradas na análise.
Fator parcial na carga = 1,00
Armadura - 6 barras diam. 10,0 mm; cobrimento 30,0 mm
Arm. transv. - 2 perfil 6,3 mm; distância 200,0 mm
Taxa de armadura ρ = 0,18 % > 0,15 % = ρ_{min}
Altura da linha neutra x = 0,01 m < 0,07 m = x_{max}
Esforço transversal último V_{Rd} = 262,87 kN/m > 13,22 kN/m = V_{Ed}
Momento último M_{Rd} = 53,14 kNm/m > 4,84 kNm/m = M_{Sd}

A seção transversal é SATISFATÓRIA.

Nome : Dimensionamento

Etapa - análise : 1 - 1



Análise de estabilidade de talude

Introduzir dados (Etapa de construção 1)

Projeto

Configurações

Brasil (2)

Análise de estabilidade

Metodologia de verificação : Fatores de segurança
Análise sísmica : Norma

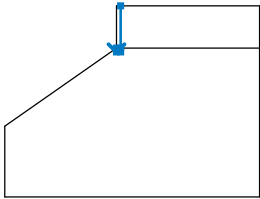
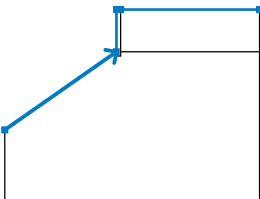
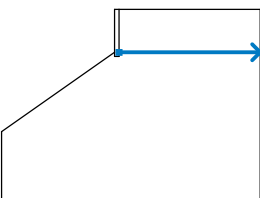
Fatores de segurança			
Situação permanente do projeto			
Fator de segurança :	SF _s =	1,50	[-]

Ancoragem

Metodologia de verificação : Fatores de segurança

Fatores de segurança			
Fator de segurança para a resistência do aço :	SF _t =	1,50	[-]
Fator de segurança da resistência de arrancamento (solo) :	SF _e =	1,50	[-]
Fator de segurança da resistência de arrancamento (argamassa) :	SF _c =	1,50	[-]

Interface

No.	Localização da interface	Coordenadas dos pontos de interface [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-0,30	-3,00	-0,30	-3,28	0,00	-3,28
		0,00	-3,00	0,00	0,00		
2		-8,20	-8,53	-0,30	-3,00	-0,30	0,00
		0,00	0,00	9,84	0,00		
3		0,00	-3,00	9,84	-3,00		

Parâmetros de solo - estado de tensão efetivo

No.	Nome	Padrão	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	Aterro		32,00	5,00	20,00
2	Basalto Aterrado		36,00	30,00	22,00

Parâmetros de solo - elevação

No.	Nome	Padrão	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [-]
1	Aterro		21,00		
2	Basalto Aterrado		23,00		

Parâmetros do solo

Aterro

Peso específico : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Resistência ao cisalhamento : Mohr-Coulomb
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Basalto Aterrado

Peso específico : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Resistência ao cisalhamento : Mohr-Coulomb
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Corpos rígidos

No.	Nome	Amostra	γ [kN/m³]
1	Material da estrutura		23,00

Superfícies e atribuições

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
1		9,84	-3,00	9,84	0,00	Aterro
		0,00	0,00	0,00	-3,00	
2		-0,30	0,00	-0,30	-3,00	Material da estrutura
		-0,30	-3,28	0,00	-3,28	
		0,00	-3,00	0,00	0,00	
3		0,00	-3,00	0,00	-3,28	Basalto Aterrado
		-0,30	-3,28	-0,30	-3,00	
		-8,20	-8,53	-8,20	-13,53	
		9,84	-13,53	9,84	-3,00	

Ancoragem

No.	Origem		Comp. livre l [m]	Comp. ancorado l _k [m]	Inclinação α [°]	Espaçamento entre ancoragens b [m]	Força F [kN]
	x [m]	z [m]					
1	-0,30	-1,10	4,00	3,00	15,00	2,50	50,00

Sobrecarga

No.	Tipo	Tipo e ação	Posição z [m]	Origem x [m]	Comprimento l [m]	Largura b [m]	Inclinação α [°]	Valor		
								q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	unidade
1	distribuída	permanente	no terreno	x = 0,00	l = 9,84		0,00	10,00		kN/m ²
2	distribuída	acidental	no terreno	x = 0,00	l = 7,00		0,00	20,00		kN/m ²

Sobrecargas

No.	Nome
1	trafego
2	trafego

Nível freático

Tipo de água : Sem água

Fenda de tração

Fendas de tração não inseridas.

Sismo

Sismo não incluído.

Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente

Resultados (Etapa de construção 1)

Análise 1

Superfície de deslizamento circular

Parâmetros da superfície de deslizamento					
Centro :	x =	-2,89 [m]	Ângulos :	α_1 =	12,68 [°]
	z =	1,33 [m]		α_2 =	75,85 [°]
Raio :	R =	5,44 [m]			
Superfície de deslizamento após otimização.					

Peso total do solo acima da superfície de deslizamento: 131,24 kN/m

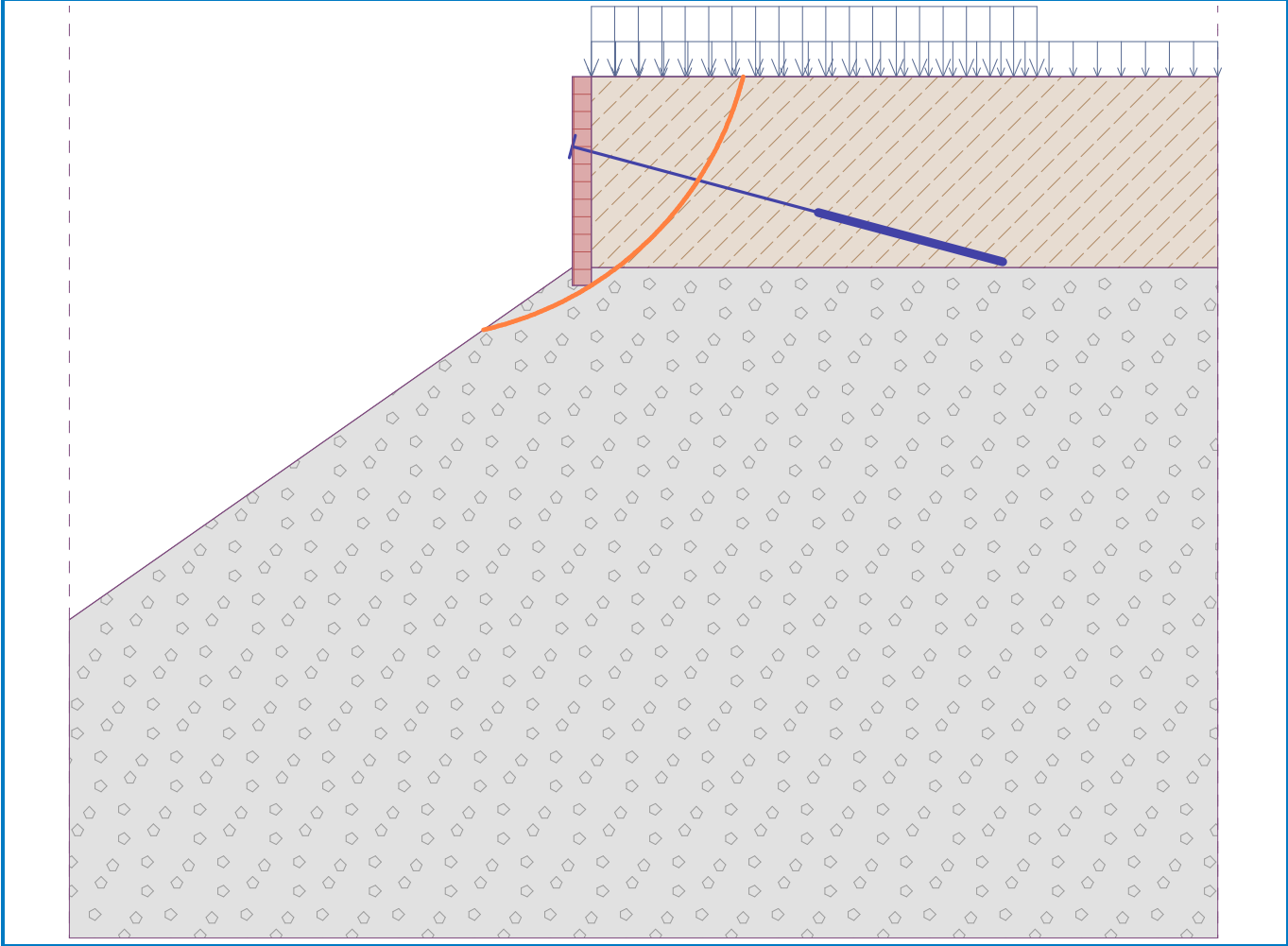
Verificação da estabilidade de talude (Morgenstern-Price)

Fator de segurança = 1,59 > 1,50

Estabilidade do talude VERIFICA

Nome : Análises

Etapa - análise : 1 - 1



Avaliação de ancoragens



Documento assinado digitalmente
KATHIA BENEDETTI
Data: 14/06/2026 21:01:54-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>



Documento assinado digitalmente
CRISTIANO FUGALI
Data: 15/06/2026 09:18:55-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

MEMORIAL DE CÁLCULO

CORTINA DE CONCRETO ARMADO ATIRANTADA – 02

CONTENÇÃO 02 – ESTRADA DA USINA VELHA
VERANÓPOLIS / RS

OBRA	Estrada da Usina Velha – Veranópolis / RS
CLIENTE	Prefeitura Municipal de Veranópolis
RESPONSÁVEL	Cristiano Fugali
ESTRUTURA	Contenção 02 – Cortina Atirantada em Concreto Armado (2 linhas de tirantes)
SOFTWARE	GEO5 v5.2024.121.0 – Projeto de Contensões e Estabilidade de Taludes
NORMAS	NBR 6118, NBR 6122, NBR 11682, NBR 5629, NBR 7188
SONDAGEM	S344-D – Amplitude Consultoria – SM1 e SM2 (05-06/05/2025)
DATA	14/06/2026
REVISÃO	Rev. 0 – Emissão inicial

1. OBJETIVO

Este memorial apresenta os critérios, equações de cálculo e verificações de segurança da Contenção 02 (Cortina Atirantada 02), localizada na Estrada da Usina Velha, município de Veranópolis/RS, destinada à estabilização de talude de corte com altura de 4,00 m.

A solução adotada consiste em cortina de concreto armado moldada in loco, espessura 30 cm, estabilizada por duas linhas de tirantes permanentes protendidos Ø30 mm, apoiada em estacas raiz Ø25 cm com blocos de coroamento 50×50×50 cm.

A diferença estrutural em relação à Contenção 01 está na maior altura da contenção (4,00 m vs. 3,00 m), na presença de nível freático ($R_u = 0,03$), na inclusão de três camadas geotécnicas e na necessidade de duas linhas de ancoragem.

2. NORMAS E REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto;
- ABNT NBR 6122 – Projeto e execução de fundações;
- ABNT NBR 11682 – Estabilidade de encostas;
- ABNT NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno;
- ABNT NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres;
- GEO5 v5.2024.121.0 – Projeto de Contenções e Estabilidade de Taludes;
- Relatório S344-D – Amplitude Consultoria e Sustentabilidade, Porto Alegre, 03/05/2025.

3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O reconhecimento do subsolo foi realizado pela empresa Amplitude Consultoria e Sustentabilidade (Relatório S344-D, Porto Alegre, 03/05/2025), com execução de 2 furos de sondagem mista em diâmetro BW, totalizando 15,00 m perfurados em rocha, no período de 05 a 06/05/2025. Os ensaios seguiram as normas NBR 6484, NBR 8036, NBR 7250 e IN 02-94/DEINFRA-SC. Os boletins de sondagem constam no Anexo I deste memorial.

3.1 Sondagem SM1 – Cota 263,00 m

Localização: coordenadas UTM SIRGAS 2000 – 442475,00 E / 6.796.195,00 S. Nível d'água: aflorante (inicial e 24h). Limite da sondagem: 7,00 m (quebra de coroa – rocha extremamente dura).

Prof. (m)	Material	Descrição	Obs.
0,00	Aflorante	Nível d'água aflorante na superfície	N.A. aflorante
0,00–2,00	Basalto med. alt. fraturado	Coloração cinza clara, medianamente alterado, extremamente fraturado; C3; RQD = 60% (regular). Fissuras dispersas.	Amostra BX
2,00–4,00	Basalto med. alt.	Coloração cinza variegado, maciço, medianamente alterado, extremamente fraturado; C2; RQD = 15% (péssimo).	Amostra BX
4,00–6,00	Basalto rocha sã	Coloração cinza escura, rocha sã, extremamente fraturada, muito coerente; C1; RQD = 24% (péssimo).	Amostra BX
6,00–7,00	Basalto muito alt.	Coloração cinza variegado, muito alterado, extremamente fraturado; C1; RQD = 10% (péssimo).	Amostra BX
7,00	Limite – quebra de coroa	Rocha extremamente dura – quebra de coroa de perfuração	—

3.2 Sondagem SM2 – Cota 263,00 m

Localização: coordenadas UTM SIRGAS 2000 – 442495,00 E / 6.796.179,00 S. Nível d'água: 0,80 m (inicial e 24h).

Prof. (m)	Material	Descrição	Obs.
0,00–1,00	Basalto muito alt. frat.	Coloração cinza clara, muito alterado, extremamente fraturado; C2; RQD = 0% (péssimo).	N.A. = 0,80 m
1,00–2,00	Basalto rocha sã	Coloração cinza clara, rocha sã, extremamente fraturada, muito coerente; C1; RQD = 60% (regular).	Amostra BX
2,00–3,00	Basalto pouco alt.	Coloração cinza clara, pouco alterado, muito fraturado; C1; RQD = 10% (péssimo).	Amostra BX
3,00–4,50	Basalto pouco alt.	Coloração cinza variegado, pouco alterado, extremamente fraturado; C1; RQD = 50% (regular).	Amostra BX
4,50–5,50	Basalto muito alt. frag.	Coloração cinza claro, muito alterado, fragmentado, pouco coerente; C3; RQD = 0% (péssimo).	Amostra BX
5,50–7,00	Basalto med. alt.	Coloração cinza avermelhado, maciço, medianamente alterado, muito fraturado; C2; RQD = 8% (péssimo).	Amostra BX
7,00–8,00	Basalto med. alt.	Coloração cinza avermelhado, maciço, medianamente alterado, fraturado; C2; RQD = 41% (má).	Amostra BX
8,00	Limite – ordem cliente	—	—

Destaque: SM2 identificou nível freático a 0,80 m desde o início, mantido em 24h. Isso justifica a adoção de $R_u = 0,03$ no modelo de estabilidade global, mesmo com sistema de drenagem previsto. O perfil revela basalto em avançado estado de fraturamento, com RQD predominantemente péssimo, compatível com os parâmetros geotécnicos adotados.

4. DADOS GEOMÉTRICOS DA CONTENÇÃO

PARÂMETRO	VALOR	UNIDADE
Tipo de estrutura	Cortina atirantada – 2 linhas de tirantes	—
Altura livre de contenção (H)	4,00	m
Espessura da cortina (e)	0,30	m
Inclinação do terreno à frente (β)	-35,00	°
Profundidade necessária no solo (GEO5)	0,22	m
Comprimento total da estrutura (GEO5)	4,22	m
Profundidade – Tirante superior (z1)	1,00	m
Profundidade – Tirante inferior (z2)	3,00	m
Comprimento total de cada tirante (L)	7,00	m
Comprimento livre de cada tirante (LI)	3,00	m
Comprimento ancorado / raiz (La)	4,00	m
Inclinação dos tirantes (α)	15,00	°
Espaçamento horizontal entre tirantes (s)	2,50	m
Diâmetro das estacas raiz (D)	0,25	m
Comprimento das estacas raiz (Le)	3,00	m
Espaçamento entre estacas raiz (se)	3,00	m
Coeficiente de poropressão (Ru)	0,03	— (drenagem prevista)

A profundidade mínima de embutimento calculada pelo GEO5 (0,22 m) é atendida pela solução executiva com estacas raiz, que substituem o embutimento da cortina como elemento resistente ao esforço de base.

5. MATERIAIS ADOTADOS

5.1 Concreto C30

PROPRIEDADE	VALOR	UNIDADE
Resistência característica (fck)	30,00	MPa
Resistência média à tração (fct,m)	2,90	MPa
Fator parcial do concreto (γ_c)	1,40	—
Resistência de cálculo (fcd = fck/ γ_c)	21,43	MPa
Cobrimento – cortina	30	mm
Cobrimento – estacas e blocos	40	mm

5.2 Aço CA-50

PROPRIEDADE	VALOR	UNIDADE
Tensão de escoamento (fyk)	500,00	MPa
Fator parcial (γ_s)	1,15	—
Resistência de cálculo (fyd = fyk/ γ_s)	434,78	MPa

5.3 Tirantes Permanentes Protendidos Ø30 mm

PROPRIEDADE	VALOR	UNIDADE
Diâmetro nominal ($\varnothing$)	30	mm
Área da seção transversal ($A_s = \pi \cdot \varnothing^2 / 4$)	706,9	mm ²
Tensão de escoamento (f_y)	600,00	MPa
Tensão de ruptura (f_u)	720,00	MPa
Resistência ao escoamento ($T_y = A_s \cdot f_y$)	424,1	kN
Resistência à ruptura ($T_u = A_s \cdot f_u$)	508,9	kN

6. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Três camadas geotécnicas foram identificadas nas sondagens SM1 e SM2. A presença de nível d'água a 0,80 m (SM2) e aflorante (SM1) justifica a adoção do coeficiente de poropressão residual $R_u = 0,03$ no modelo de estabilidade.

CAMADA	Prof.(m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	δ (°)	ν
Aterro	0–2,00	20,00	21,00	32,00	5,00	21,00	0,30
Basalto muito alterado	2–4,00	21,00	22,00	34,00	15,00	22,00	0,30
Basalto Alterado	> 4,00	22,00	23,00	36,00	30,00	24,00	0,25

Nível freático: presente entre 0,00 m (SM1 – aflorante) e 0,80 m (SM2). Adotado $R_u = 0,03$ na análise de estabilidade global, considerando sistema de drenagem com barbacãs e drenos sub-horizontais.

7. SOBRECARGAS CONSIDERADAS

SOBRECARGA	AÇÃO	VALOR (kN/m ²)	DENOMINAÇÃO
Sobrecarga permanente	Permanente	10,00	Tráfego / plataforma
Sobrecarga acidental	Acidental	20,00	Tráfego
TOTAL	—	30,00	—

8. RESULTADOS GEO5 – PROJETO DE CONTENÇÕES

Metodologia: fatores de segurança; empuxo ativo: Coulomb; passivo: Mazindrani/Rankine; $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$; sem redistribuição; coef. redução passivo = 1,00. Nível freático na profundidade de 1,00 m atrás da estrutura.

8.1 Esforços Internos Máximos na Cortina

GRANDEZA	VALOR	UNIDADE
Momento fletor máximo positivo (M _{máx+})	2,51	kN·m/m
Momento fletor máximo negativo – M1 (z≈2,0m)	-4,00	kN·m/m
Momento fletor máximo positivo – M2 (z≈3,0m)	6,02	kN·m/m
Momento de dimensionamento MEd	6,02	kN·m/m
Esforço cortante máximo (V _{Ed})	20,36	kN/m
Força de ancoragem – Tirante superior (T1)	46,85	kN/tirante
Força de ancoragem – Tirante inferior (T2)	101,35	kN/tirante
Profundidade necessária no solo	0,22	m
Comprimento total da estrutura	4,22	m

8.2 Verificação da Seção pelo GEO5 (NBR 6118)

Armadura verificada no GEO5: 6 barras Ø12,5 mm/m; cobrimento 30 mm; estribos 2×Ø6,3 mm c/200 mm.

VERIFICAÇÃO GEO5	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Taxa de armadura ($\rho \geq \rho_{min}$)	$\rho_{min} = 0,15\%$	$\rho = 0,28\%$	✓ ATENDE
Linha neutra ($x < x_{max}$)	$x_{max} = 0,07$ m	$x = 0,02$ m	✓ ATENDE

Momento último ($MRd \geq MEd$)	$MEd = 6,02 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$	$MRd = 81,62 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$	✓ ATENDE
Cortante ($VRd \geq VEd$)	$VEd = 20,36 \text{ kN/m}$	$VRd = 261,63 \text{ kN/m}$	✓ ATENDE

9. DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES

Em projeto executivo adota-se armadura Ø12,5 mm c/10 cm em ambas as direções e faces, com reforços locais junto aos tirantes e blocos.

9.1 Dados da Seção Transversal

PARÂMETRO	VALOR	UNIDADE
Largura de cálculo (b)	1.000	mm
Espessura total (h)	300	mm
Cobrimento nominal (c)	30	mm
Diâmetro da armadura vertical (Ø)	12,5	mm
Altura útil ($d = h - c - \text{Ø}/2$)	$d = 300 - 30 - 6,25 = 263,75$	mm
Área de aço (Ø12,5 c/10 cm – 1 face)	$A_s = 10 \times \pi \times 12,5^2 / 4 = 1.227,2$	mm ² /m

9.2 Verificação à Flexão

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO	
Altura da linha neutra (a)	$a = A_s \cdot f_{yd} / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b)$	$a = 1227,2 \times 434,78 / (0,85 \times 21,43 \times 1000) = 29,3 \text{ mm}$	
Braço de alavanca (z)	$z = d - a/2 = 263,75 - 14,65$	$z = 249,1 \text{ mm}$	
Momento resistente (MRd)	$MRd = A_s \cdot f_{yd} \cdot z / 10^6$	$MRd = 1227,2 \times 434,78 \times 0,2491 = 132,8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$	
Armadura mínima	$A_{s,min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 1000 \times 300$	$A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$	
VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Momento ($MRd \geq MEd$)	$MEd = 6,02 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$	$MRd = 132,8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$	✓ ATENDE
Armadura mínima ($A_s \geq A_{s,min}$)	$A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$	$A_s = 1.227,2 \text{ mm}^2/\text{m}$	✓ ATENDE

10. DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES PERMANENTES

A Contenção 02 possui duas linhas de tirantes. O tirante inferior ($T_2 = 101,35 \text{ kN}$) governa o dimensionamento por apresentar a maior solicitação. Ambos são verificados a seguir.

10.1 Forças Solicitantes e Componentes

VARIÁVEL	EQUAÇÃO / DADO	RESULTADO
Força – Tirante superior (T_1 , GEO5)	$T_1 = \text{resultado direto GEO5,}$ $z = 1,00 \text{ m}$	$T_1 = 46,85 \text{ kN}$
Força por metro – T_1	$T_{m1} = T_1 / s = 46,85 / 2,50$	$T_{m1} = 18,74 \text{ kN/m}$
Força – Tirante inferior (T_2 , GEO5)	$T_2 = \text{resultado direto GEO5,}$ $z = 3,00 \text{ m}$	$T_2 = 101,35 \text{ kN}$
Força por metro – T_2	$T_{m2} = T_2 / s = 101,35 / 2,50$	$T_{m2} = 40,54 \text{ kN/m}$
Componente horizontal T_2	$T_{h2} = T_2 \cdot \cos(15^\circ) =$ $101,35 \times 0,966$	$T_{h2} = 97,91 \text{ kN}$
Componente vertical T_2	$T_{v2} = T_2 \cdot \sin(15^\circ) =$ $101,35 \times 0,259$	$T_{v2} = 26,25 \text{ kN}$
Força adotada na estabilidade – T_1	$F_1 = 50,00 \text{ kN (conservador)}$	$F_1 = 50,00 \text{ kN}$
Força adotada na estabilidade – T_2	$F_2 = 100,00 \text{ kN}$ (conservador)	$F_2 = 100,00 \text{ kN}$

10.2 Verificação da Resistência das Barras

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO	
Área da seção (As)	$As = \pi \times 30^2 / 4$	As = 706,9 mm²	
Resist. ao escoamento (Ty)	$Ty = As \times fy = 706,9 \times 600 / 1000$	Ty = 424,1 kN	
Resist. à ruptura (Tu)	$Tu = As \times fu = 706,9 \times 720 / 1000$	Tu = 508,9 kN	
Taxa de utiliz. – T1	$\eta_1 = T1 / Ty = 46,85 / 424,1$	η1 = 11,0%	
Taxa de utiliz. – T2 (governa)	$\eta_2 = T2 / Ty = 101,35 / 424,1$	η2 = 23,9%	
VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
T1 – escoamento ($Ty \geq T1$)	T1 = 46,85 kN	Ty = 424,1 kN	✓ ATENDE
T2 – escoamento ($Ty \geq T2$)	T2 = 101,35 kN	Ty = 424,1 kN	✓ ATENDE
T2 – ruptura ($Tu \geq T2$)	T2 = 101,35 kN	Tu = 508,9 kN	✓ ATENDE

10.3 Cargas de Ensaio – NBR 5629

Cargas de ensaio calculadas sobre T_2 (governa):

ENSAIO	EQUAÇÃO	RESULTADO
Carga de qualificação	$P_{qual} = 1,50 \times T_2$	$P_{qual} = 1,50 \times 101,35 = 152,0 \text{ kN}$
Carga de aprovação	$P_{prov} = 1,25 \times T_2$	$P_{prov} = 1,25 \times 101,35 = 126,7 \text{ kN}$
Carga de aceitação	$P_{aceit} = 1,10 \times T_2$	$P_{aceit} = 1,10 \times 101,35 = 111,5 \text{ kN}$

Verif.: $P_{qual} < T_y$	$152,0 \text{ kN} < 424,1 \text{ kN}$	Barra não escoará nos ensaios ✓
Verif.: $P_{qual} < 0,80 \times T_u$	$152,0 \text{ kN} < 0,80 \times 508,9 = 407,1 \text{ kN}$	Seguro à ruptura nos ensaios ✓

10.4 Estimativa de Resistência de Arrancamento da Raiz

Estimativa pelo método de aderência (NBR 5629) para raiz em basalto fraturado, considerando $L_a = 4,00$ m:

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO
Diâmetro da raiz (D_r – broca BW)	$D_r = 76 \text{ mm}$	$D_r = 0,076 \text{ m}$
Tensão de aderência (τ) – basalto alt.	$\tau \approx 100 \text{ a } 200 \text{ kPa}$ (NBR 5629 Tab. B.1)	$\tau_{adot} = 120 \text{ kPa}$
Área lateral da raiz (A_r)	$A_r = \pi \times D_r \times L_a = \pi \times 0,076 \times 4,00$	$A_r = 0,955 \text{ m}^2$
Resist. de arrancamento (R_a)	$R_a = \tau \times A_r = 120 \times 0,955$	$R_a = 114,6 \text{ kN}$
FS ao arrancamento	$FS = R_a / T_2 = 114,6 / 101,35$	$FS = 1,13 \rightarrow \text{confirmar com ensaio}$

ATENÇÃO: O FS estimado ao arrancamento de 1,13 para o tirante inferior é insuficiente (mínimo 1,50 pela NBR 5629). O comprimento ancorado de 4,00 m e o diâmetro da raiz devem ser confirmados por ensaios de qualificação *in situ* antes da produção. Recomenda-se avaliar o aumento do comprimento ancorado ou do diâmetro do furo (reamers) para atingir $FS \geq 1,50$. Com $\tau = 160 \text{ kPa}$ (valor intermediário para basalto fraturado consolidado), $R_a = 152,7 \text{ kN} \rightarrow FS = 1,51 \geq 1,50$, valor que deve ser confirmado em campo.

11. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

Módulo GEO5 – Estabilidade de Taludes. Método: Morgenstern-Price, superfície circular com otimização. Norma: NBR 11682 – FSmin = 1,50 (situação permanente).

PARÂMETRO DO MODELO	VALOR	UNIDADE
Centro da superfície circular (x, z)	$x = -4,04 / z = 2,32$	m
Raio (R)	7,69	m
Ângulos (α_1 / α_2)	$17,22^\circ / 72,44^\circ$	°
Peso total do solo (superfície crítica)	222,20	kN/m
Coeficiente de poropressão (Ru)	0,03	—
Força adotada – Tirante superior (F1)	50,00	kN
Força adotada – Tirante inferior (F2)	100,00	kN
Inclinação dos tirantes	15,00	°
Comprimento livre (LI) / ancorado (La)	3,00 / 4,00	m
VERIFICAÇÃO		STATUS
Fator de Segurança (Morgenstern-Price)		FS = 1,69
		✓ ATENDE 1,69 > 1,50

FS = 1,69 > FSmin = 1,50 (NBR 11682:2009, situação permanente). A estabilidade global está VERIFICADA. A manutenção do sistema de drenagem é condição para sustentação do Ru = 0,03 adotado; eventuais falhas de drenagem elevarão as poropressões e reduzirão o FS.

12. DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS RAIZ Ø25 cm

12.1 Esforços Transmitidos à Estaca

GRANDEZA	EQUAÇÃO	RESULTADO
Esforço cortante por estaca (He)	$H_e = V_{Ed} \times s_e = 20,36 \times 3,00$	He = 61,08 kN
Momento fletor por estaca (Me)	$M_e = M_{Ed} \times s_e = 6,02 \times 3,00$	Me = 18,06 kN·m
Força do tirante inferior / módulo (Te2)	$T_{e2} = T_{m2} \times s_e = 40,54 \times 3,00$	Te2 = 121,62 kN

12.2 Verificação Estrutural – Flexão

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO	
Área de aço (4 barras Ø12,5 mm CA-50)	$A_s = 4 \times \pi \times 12,5^2 / 4 = 4 \times 122,7$	As = 490,9 mm²	
Taxa de armadura	$\rho = A_s / (\pi \times D^2 / 4) = 490,9 / 49.087$	ρ = 1,00% > 0,40% = ρmin ✓	
Braço de alavanca efetivo (z)	$z \approx D/2 - c - \phi/2 = 125 - 40 - 6,25$	z ≈ 78,75 mm → adot. z = 0,15 m	
Momento resistente (MRd)	$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 490,9 \times 434,78 \times 0,15 / 1000$	MRd = 32,0 kN·m	
VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Flexão (MRd ≥ Me)	Me = 18,06 kN·m	MRd = 32,0 kN·m	✓ ATENDE
Armadura mínima (ρ ≥ ρmin)	ρmin = 0,40%	ρ = 1,00%	✓ ATENDE

Margem de utilização à flexão: $18,06/32,0 = 56,4\%$. Recomenda-se verificar adequabilidade do braço de alavanca em projeto executivo com dimensionamento circular completo.

12.3 Verificação Geotécnica – Resistência Lateral Passiva

Solo resistente mobilizado: Basalto Alterado ($\phi = 36^\circ$, $c = 30 \text{ kPa}$, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$), abaixo de 4,00 m:

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO	
Coef. de empuxo passivo (Kp)	$Kp = \tan^2 (45^\circ + 36^\circ/2) = \tan^2 (63^\circ)$	Kp = 3,85	
√Kp	√3,85	√Kp = 1,962	
Resist. passiva friccional (Rp1)	$Rp1 = 0,5 \times Kp \times \gamma \times D \times Le^2$	Rp1 = 0,5×3,85×22×0,25×9 = 95,3 kN	
Resist. passiva coesiva (Rp2)	$Rp2 = 2 \times c \times \sqrt{Kp} \times D \times Le$	Rp2 = 2×30×1,962×0,25×3 = 88,2 kN	
Resist. lateral total (Rp)	$Rp = Rp1 + Rp2$	Rp = 95,3 + 88,2 = 183,5 kN	
Resistência admissível (Radm)	$Radm = Rp / FS = 183,5 / 2,0$	Radm = 91,75 kN	
VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Resist. lateral (Radm ≥ He)	He = 61,08 kN	Radm = 91,75 kN	✓ ATENDE
Taxa de utilização geotécnica	61,08/91,75	66,6%	✓ OK

13. DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DE COROAMENTO 50×50×50 cm

13.1 Esforços no Bloco

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO
Força horizontal no bloco	$H_{bloco} = H_e = 61,08 \text{ kN}$	$H_{bloco} = 61,08 \text{ kN}$
Excentricidade	$e = D/2 + e_{exec} \approx 0,25 \text{ m}$ (adotado)	$e = 0,25 \text{ m}$
Momento local (M_{bloco})	$M_{bloco} = H_{bloco} \times e = 61,08 \times 0,25$	$M_{bloco} = 15,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Esforço cortante no bloco	$V_{bloco} = H_{bloco}$	$V_{bloco} = 61,08 \text{ kN}$

13.2 Verificação Estrutural – Flexão

VARIÁVEL	EQUAÇÃO	RESULTADO
Área de aço (4Ø12,5 mm CA-50)	$A_s = 4 \times 122,7$	$A_s = 490,9 \text{ mm}^2$
Altura útil (d)	$d = 500 - 40 - 6,25$	$d = 453,75 \text{ mm} \approx 454 \text{ mm}$
Braço de alavanca ($z = 0,9 \times d$)	$z = 0,9 \times 454$	$z = 408,6 \text{ mm} = 0,409 \text{ m}$
Momento resistente (M_{Rd})	$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 490,9 \times 434,78 \times 0,409 / 1000$	$M_{Rd} = 87,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

13.3 Verificação Estrutural – Cortante

VARIÁVEL	EQUAÇÃO		RESULTADO
Parâmetro k	$k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1 + \sqrt{(200/454)}$		$k = 1,664$
Taxa de armadura (ρ_l)	$\rho_l = A_s / (b_w \times d) = 490,9 / (500 \times 454)$		$\rho_l = 0,00216$
$VR_{d,c}$ (NBR 6118)	$VR_{d,c} = [0,18 / \gamma_c \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}] \times b_w \times d$		$VR_{d,c} = [0,129 \times 1,664 \times 1,862] \times 500 \times 454 / 1000 = 90,8 \text{ kN}$
VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Flexão ($M_{Rd} \geq M_{bloco}$)	$M_{bloco} = 15,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{Rd} = 87,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$	✓ ATENDE
Cortante ($VR_{d,c} \geq V_{bloco}$)	$V_{bloco} = 61,08 \text{ kN}$	$VR_{d,c} = 90,8 \text{ kN}$	✓ ATENDE
Taxa de utilização – cortante	61,08/90,8	67,3%	✓ OK

O cortante no bloco (67,3% da capacidade) está dentro dos limites, mas próximo ao limite. Manter estribos Ø6,3 mm CA-60 c/10 cm (espaçamento reduzido em relação à Contenção 01) e armadura de costura entre bloco e cortina.

14. QUADRO-RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

VERIFICAÇÃO	SOLICITANTE	RESISTENTE	STATUS
Cortina – Momento Fletor (GEO5)	MEd = 6,02 kN·m/m	MRd = 81,62 kN·m/m	✓ ATENDE
Cortina – Momento Fletor (execut.)	MEd = 6,02 kN·m/m	MRd = 132,8 kN·m/m	✓ ATENDE
Cortina – Esforço Cortante	VEd = 20,36 kN/m	VRd = 261,63 kN/m	✓ ATENDE
Cortina – Armadura mínima	As,min = 450 mm²/m	As = 1.227,2 mm²/m	✓ ATENDE
Tirante T1 – Escoamento	T1 = 46,85 kN	Ty = 424,1 kN (η=11,0%)	✓ ATENDE
Tirante T2 – Escoamento	T2 = 101,35 kN	Ty = 424,1 kN (η=23,9%)	✓ ATENDE
Tirante T2 – Ruptura	T2 = 101,35 kN	Tu = 508,9 kN	✓ ATENDE
Tirante T2 – Ensaio qualif. NBR 5629	Pqual = 152,0 kN	Ty = 424,1 kN	✓ ATENDE
Tirante T2 – Arrancamento (estim. τ=160 kPa)	T2 = 101,35 kN	Ra=152,7 kN (FS≈1,51) – confirmar	✓ ATENDE
Estabilidade Global (Morgenstern-Price)	FSmin = 1,50	FS = 1,69	✓ ATENDE
Estaca – Armadura mínima	pmin = 0,40%	ρ = 1,00%	✓ ATENDE
Estaca – Flexão	Me = 18,06 kN·m	MRd = 32,0 kN·m	✓ ATENDE
Estaca – Resist. Lateral Passiva	He = 61,08 kN	Radm = 91,75 kN (66,6%)	✓ ATENDE
Bloco – Flexão	Mbloco = 15,27 kN·m	MRd = 87,4 kN·m	✓ ATENDE
Bloco – Cortante	Vbloco = 61,08 kN	VRd,c = 90,8 kN (67,3%)	✓ ATENDE

15. RECOMENDAÇÕES EXECUTIVAS

- Cortina C30, e = 30 cm, H = 4,00 m: armadura Ø12,5 mm c/10 cm em 2 direções e 2 faces; cobrimento nominal 30 mm; reforços locais junto aos tirantes e blocos.
- Dois níveis de tirantes permanentes Ø30 mm: superior a z = 1,00 m (T = 46,85 kN) e inferior a z = 3,00 m (T = 101,35 kN). Comprimento livre 3,00 m + ancorado 4,00 m; inclinação 15°; proteção anticorrosiva e bainha plástica (NBR 5629).
- Realizar ensaios de qualificação (Pqual = 152,0 kN mín.), aprovação (126,7 kN) e aceitação (111,5 kN) em 100% dos tirantes conforme NBR 5629. A resistência de arrancamento da raiz DEVE ser confirmada por ensaio de qualificação antes da produção.
- Avaliar aumento do comprimento ancorado (La ≥ 5,00 m) ou ampliação do diâmetro do furo de ancoragem caso o ensaio de qualificação não confirme FS ≥ 1,50 ao arrancamento.
- Executar sistema de drenagem composto por barbacãs (Ø75 mm c/2,0 m em tela de PVC) e drenos sub-horizontais profundos (≥ 6,00 m), pois o modelo de estabilidade depende da manutenção do Ru = 0,03.
- Estacas raiz Ø25 cm, L = 3,00 m mínimo atingindo o basalto alterado (abaixo de 4,00 m); concreto C30; 4Ø12,5 mm + estribos Ø6,3 mm c/10 cm; cobrimento 40 mm.
- Blocos de coroamento 50×50×50 cm monoliticamente ligados à cortina e estacas; 4Ø12,5 mm + estribos Ø6,3 mm c/10 cm; cobrimento 40 mm.
- Realizar controle tecnológico do concreto com moldagem de CPs para comprovação de fck = 30 MPa.

- Monitoramento topográfico contínuo (marcos na crista e no pé do talude) durante e após execução. Manutenção periódica dos dispositivos de drenagem é condição estrutural para a segurança da contenção.

16. CONCLUSÃO

Com base nos relatórios definitivos do GEO5 v5.2024.121.0 e nas sondagens SM1 e SM2 (Relatório S344-D, Amplitude Consultoria, 05-06/05/2025), confirmou-se a adequação da solução proposta para a Contenção 02. Todas as verificações resultaram satisfatórias:

- Cortina C30, 30 cm: $MRd = 81,62 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (GEO5) / $132,8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (exec.) $\gg MEd = 6,02 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $VRd = 261,63 \text{ kN/m}$ $\gg VEd = 20,36 \text{ kN/m}$.
- Tirante superior T1 = 46,85 kN: $Ty = 424,1 \text{ kN}$ ($\eta = 11,0\%$). Tirante inferior T2 = 101,35 kN: $Ty = 424,1 \text{ kN}$ ($\eta = 23,9\%$).
- Cargas de ensaio NBR 5629: $P_{qual} = 152,0 \text{ kN} < Ty = 424,1 \text{ kN}$. Resistência de arrancamento pendente de confirmação por ensaio de qualificação.
- Estabilidade global: $FS = 1,69 > 1,50$ (NBR 11682), com $Ru = 0,03$ (drenagem prevista).
- Estacas raiz Ø25 cm: $Me = 18,06 \text{ kN}\cdot\text{m} < MRd = 32,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $He = 61,08 \text{ kN} < Radm = 91,75 \text{ kN}$.
- Bloco 50×50×50 cm: $M_{bloco} = 15,27 \text{ kN}\cdot\text{m} < MRd = 87,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $V_{bloco} = 61,08 \text{ kN} < VRd,c = 90,8 \text{ kN}$.

A solução é tecnicamente adequada, condicionada à confirmação da resistência de arrancamento dos tirantes por ensaios de qualificação e à implantação e manutenção do sistema de drenagem.

ANEXO I – BOLETINS DE SONDAGEM (S344-D)

FURO	COORDENADAS UTM SIRGAS 2000	DATA	N.A. (m)
SM1	442475,00 E / 6.796.195,00 S	05/05/2025 – Cota 263,00 m	Aflorante
SM2	442495,00 E / 6.796.179,00 S	05–06/05/2025 – Cota 263,00 m	0,80 m

Responsável técnico: Pedro Meirelles – Geólogo CREA RS 215029 / Amplitude Consultoria e Sustentabilidade.

Equipamento: Sonda Geosonda 32 CV; barrilete duplo simples BW; coroa de diamante; bomba Toyama Twp40.

Foi utilizada essas sondagens como amostra de material pela sua proximidade do local, junto com análise in loco para montar os perfis de solo para a contenção. Foi adotado esse parâmetro devido a falta de tempo hábil para uma investigação de solo apropriada. Dessa forma se considerou parâmetros de solo conforme literatura com base no tipo de solo caracterizado da sondagem, sempre a favor da segurança.

Veranópolis 14 de junho de 2026.

Cristiano Fugali

CREA RS236549

Káthia Benedetti

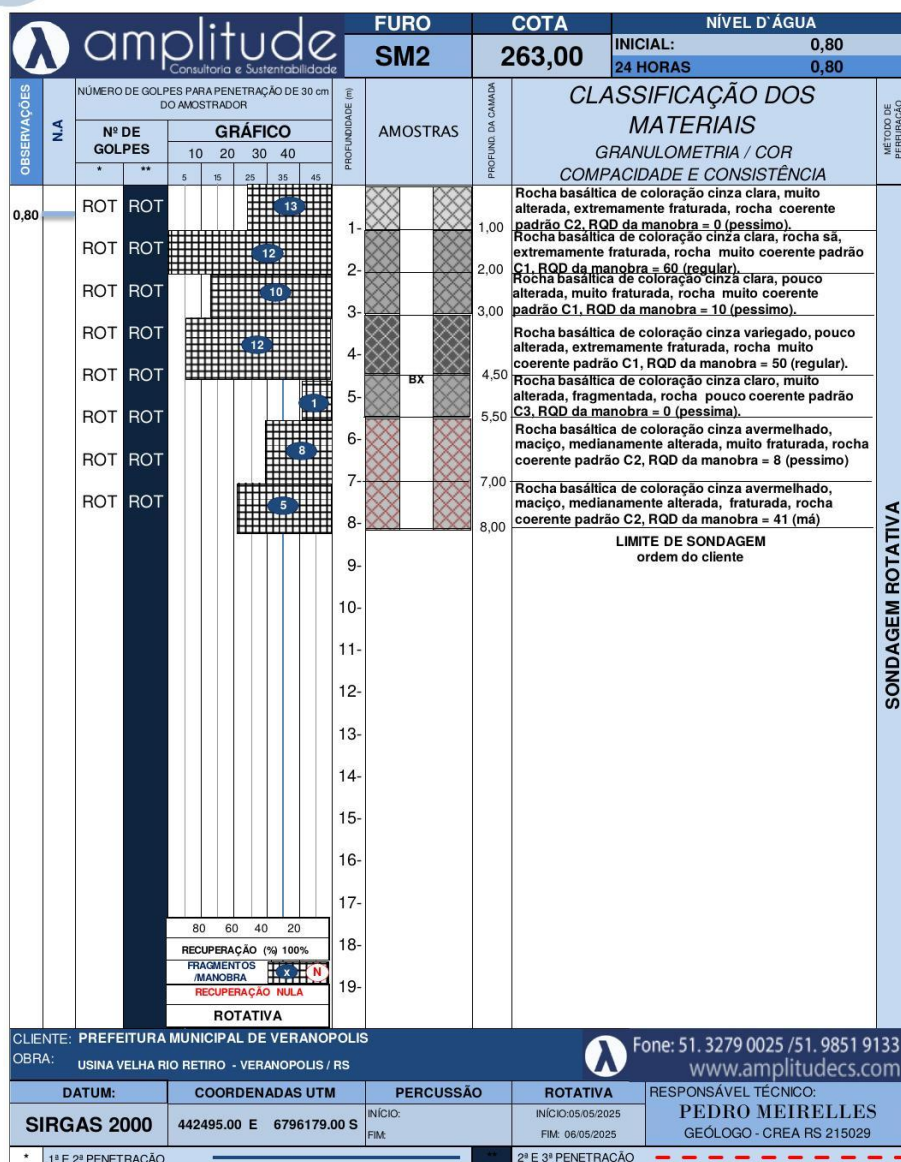
CREA RS201849

SONDAGEM SM1 – Cota inicial 263,00 m

SONDAGEM SM2 – Cota inicial 263,00 m



amplitude
Consultoria e Sustentabilidade



Amplitude Consultoria e Sustentabilidade - Sondagens Geotecnicas, Engenharia, Mineração e Meio Ambiente

Telefone : (51)3279 0025 - (51) 9851 9133 - Email : amplitudecs@amplitudecs.com -

amplitude
Consultoria e Sustentabilidade

Dimensionamento de estrutura de contenção

Introduzir dados

Projeto : Cortina atirantada 01 - estrada da Usina Velha
Parte : dimensionamento
Cliente : Prefeitura de Veranópolis
Autor : Cristiano Fugali
Data : 14/06/2026

Configurações

Brasil (2)

Materiais e Normas

Estruturas de concreto :
Fator parcial para concreto :
Resistência de estaca circular :
Estruturas de Aço :
Fator parcial da cap. de carga da seção transversal de aço :
Estruturas de madeira :
Fator parcial para as propriedades da madeira :
Coef. da influência da carga e da umidade :
Coef. da espessura da seção ao cisalhamento :

NBR 6118-2014
1,40
método simplificado
EN 1993-1-1 (EC3)
 $\gamma_{M0} = 1,00$
EN 1995-1-1 (EC5)
 $\gamma_M = 1,30$
 $k_{mod} = 0,50$
 $k_{cr} = 0,67$

Análise de empuxo

Metodologia de verificação : Fatores de segurança
Cálculo do empuxo de terra ativo : Coulomb
Cálculo do empuxo de terra passivo : Mazindrani (Rankine)
Análise sísmica : Mononobe-Okabe

Parâmetros básicos do solo

No.	Nome	Padrão	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{su} [kN/m³]	δ [°]
1	Aterro		32,00	5,00	20,00	11,00	21,00
2	Basalto Alterado		36,00	30,00	22,00	13,00	24,00
3	Basalto muito alterado		34,00	15,00	21,00	12,00	22,00

Parâmetros do solo

Aterro

Peso específico : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 21,00^\circ$
Solo : coesivo
Coeficiente de Poisson : $\nu = 0,30$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Basalto Alterado

Peso específico : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 24,00^\circ$
Solo : coesivo
Coeficiente de Poisson : $\nu = 0,25$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Basalto muito alterado

Peso específico : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\phi_{ef} = 34,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta = 22,00^\circ$
Solo : coesivo
Coeficiente de Poisson : $\nu = 0,30$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Material da estrutura

Análise das estruturas de concreto realizadas de acordo com a norma NBR 6118-2014.

Betão: C30 (definidos pelo usuário)

Resistência à compressão característica $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Resistência à tração $f_{ct,m} = 2,90 \text{ MPa}$

Armadura longitudinal: CA-50 (definidos pelo usuário)

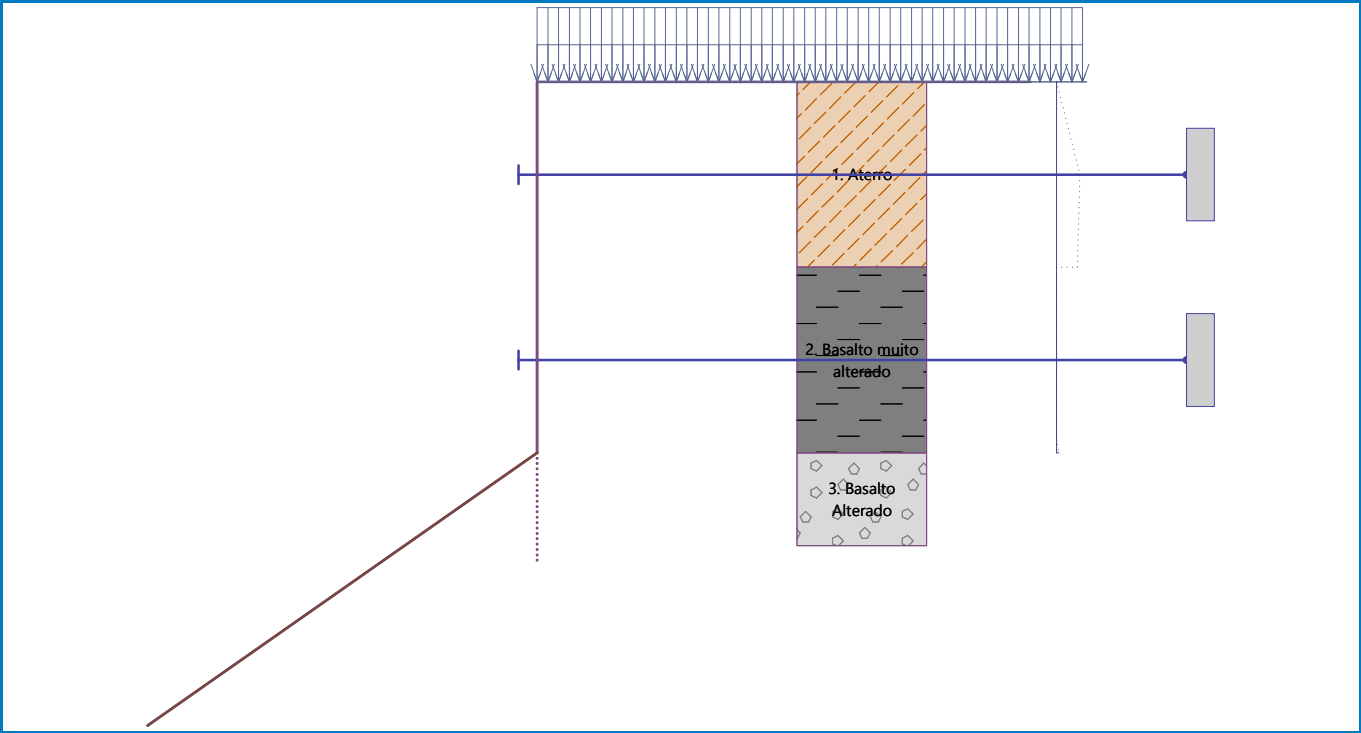
Tensão de escoamento $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Perfil geológico e solos atribuídos

No.	Espessura da camada t [m]	Profundidade z [m]	Solo atribuído	Padrão
1	2,00	0,00 .. 2,00	Aterro	
2	2,00	2,00 .. 4,00	Basalto muito alterado	
3	-	4,00 .. ∞	Basalto Alterado	

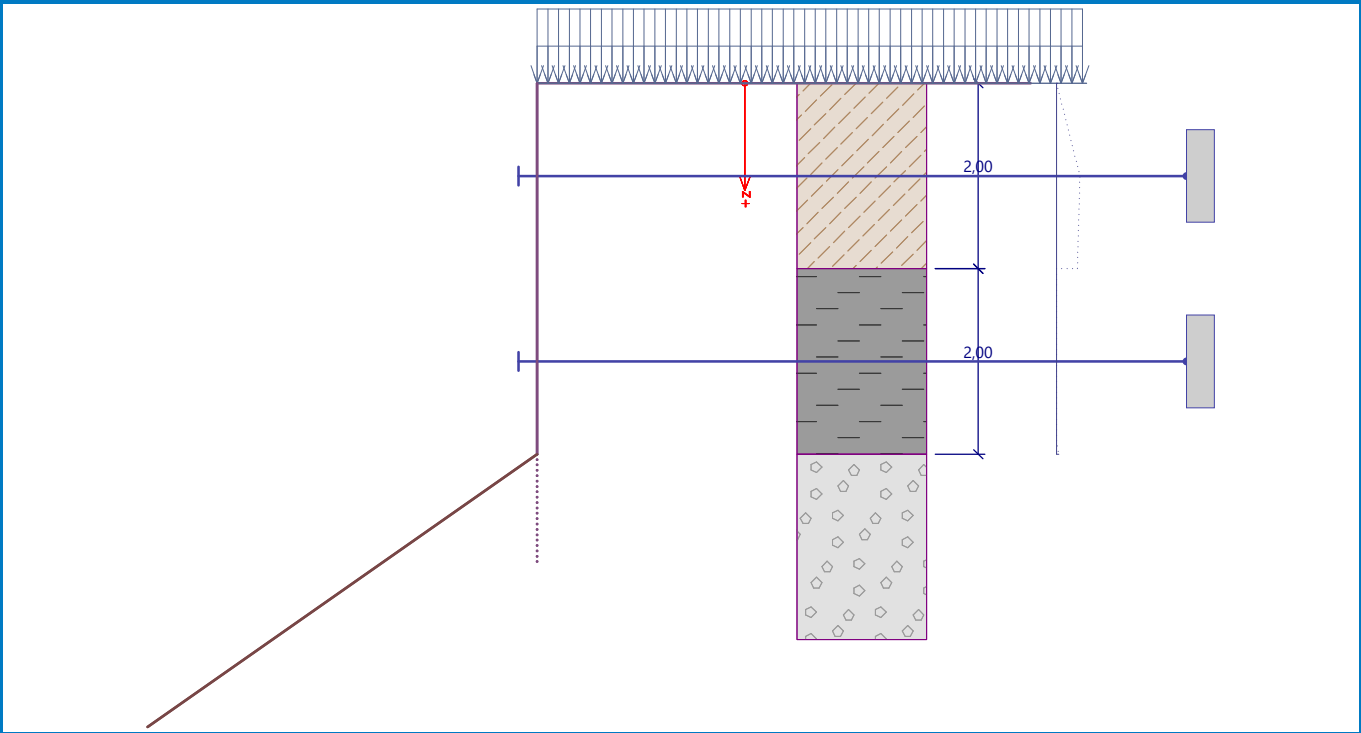
Nome : Perfil e atribuição

Etapa - análise : 1 - 0



Nome : Perfil e atribuição

Etapa - análise : 1 - 0



Geometria da estrutura

O solo em frente ao muro é escavado a uma profundidade de 4,00 m.
Inclinação do solo na frente da estrutura $\beta = -35,00^\circ$

Seção transversal

Nome do perfil : Parede retangular em CA h = 0,30 m
Área do perfil $A = 3,00E-01 \text{ m}^2/\text{m}$
Momento de inércia $I = 2,25E-03 \text{ m}^4/\text{m}$

Introduzir ancoragens

No.	Novo ancoragem	Profundidade z [m]	Comprimento l [m]	Raiz l _k [m]	Inclinação α [°]	Espaçamento b [m]
1	Sim	1,00	7,00	0,00	0,00	2,50
2	Sim	3,00	7,00	0,00	0,00	2,50

Empuxo atuante na estrutura

Tipo de empuxo : ativo
O empuxo mínimo é considerado como $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$
Tipo de redistribuição : sem redistribuição

Perfil do terreno

O terreno atrás da estrutura é liso.

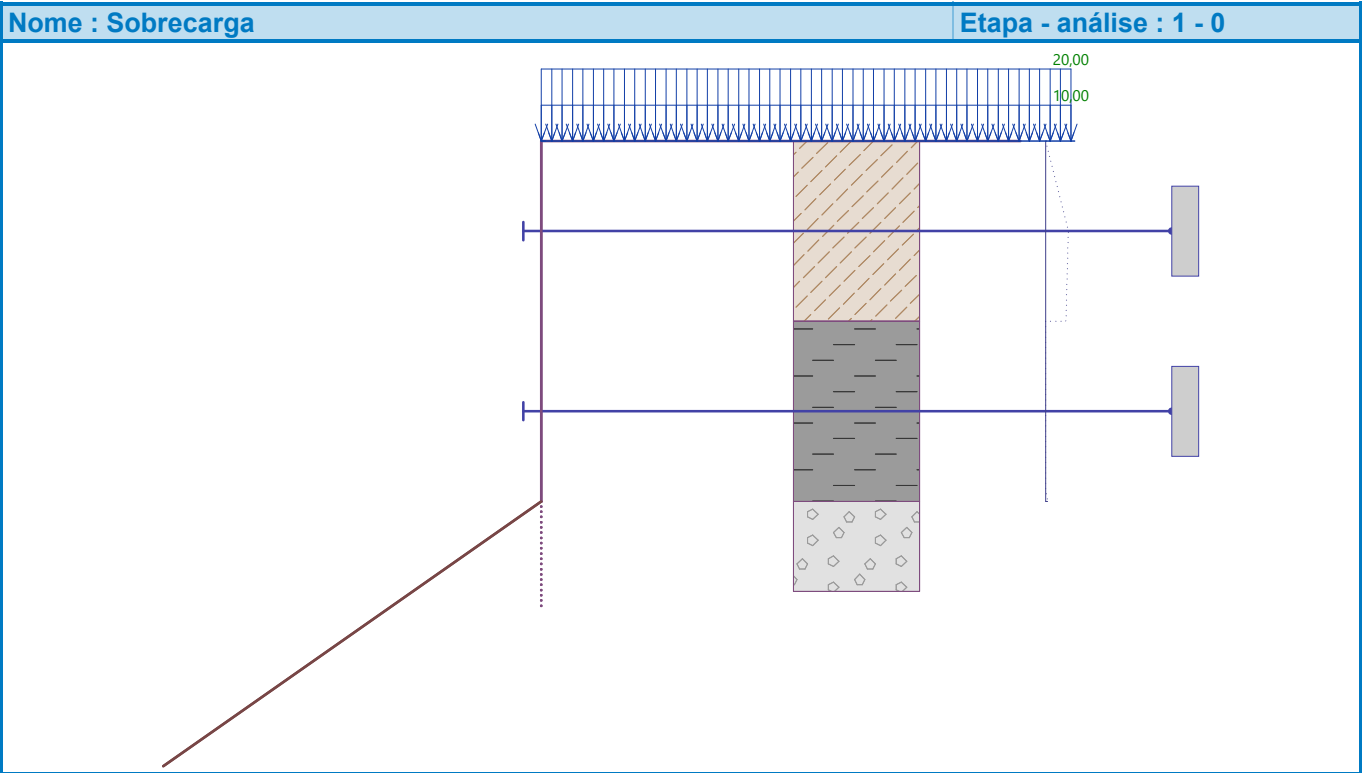
Influência da água

Nível freático atrás da estrutura encontra-se em uma profundidade de 1,00 m

Inserir sobrecargas superficiais

No.	Sobrecarga		Ação	Mag.1 [kN/m²]	Mag.2 [kN/m²]	Ord.x x [m]	Comp. l [m]	Prof. z [m]
	novo	mudar						
1	Sim		acidental	20,00				no terreno
2	Sim		permanente	10,00				no terreno

No.	Nome
1	trafego
2	permanente



Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente

Verificação No. 1

Projeto de cortina de contenção ancorada fixa

Coef. de redução do empuxo passivo = 1,00

Profundidade calculada do ponto nulo u = 0,00 m
Valor máx. do esforço transversal = 20,36 kN/m
Valor máx. do momento = 6,02 kNm/m
Profundidade necessária da estrutura no solo = 0,22 m
Comprimento total da estrutura = 4,22 m

Forças de ancoragem

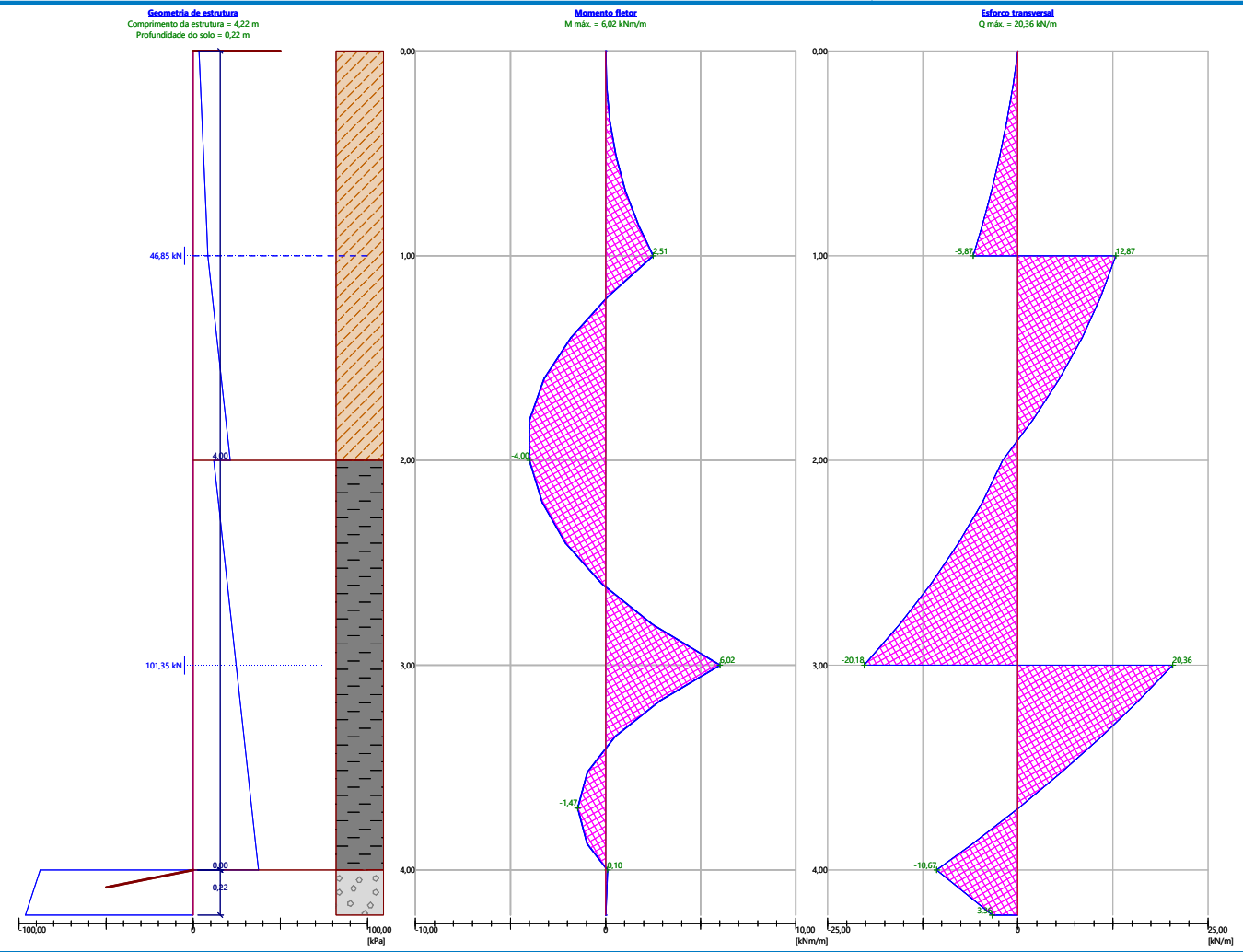
No.	Prof. z [m]	Força de ancoragem [kN]
1	1,00	46,85
2	3,00	101,35

Distribuição de empuxos e esforços internos ao longo da estrutura

Prof. [m]	Empuxo total [kPa]	Esforço Transversal [kN/m]	Momento [kNm/m]
0.00	3.31	-0.00	0.00
0.17	4.18	-0.64	0.05
0.34	5.06	-1.43	0.23
0.51	5.95	-2.38	0.55
0.69	6.83	-3.47	1.05
0.86	7.71	-4.72	1.75
1.00	8.44	-5.87	2.51
1.00	8.44	12.87	2.51
1.20	11.01	10.92	0.12
1.40	13.57	8.46	-1.83
1.60	16.14	5.49	-3.23
1.80	18.70	2.01	-3.99
2.00	21.27	-1.99	-4.00
2.00	11.78	-1.99	-4.00
2.20	14.41	-4.67	-3.33
2.40	16.96	-7.79	-2.10
2.60	19.51	-11.41	-0.20
2.80	22.06	-15.54	2.47
3.00	24.61	-20.18	6.02
3.00	24.61	20.36	6.02
3.17	26.85	15.87	2.85
3.35	29.08	11.00	0.51
3.52	31.32	5.74	-0.96
3.70	33.55	0.08	-1.47
3.87	35.79	-5.96	-0.96
4.00	30.00	-10.67	0.10

Nome : Análises

Etapa - análise : 1 - 1



Dimensionamento No. 1

	Força de cisalhamento mín. [kN/m]	Força de cisalhamento máx. [kN/m]	Momento mín. [kNm/m]	Momento máx. [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.17	-0.64	-0.64	0.05	0.05
0.34	-1.43	-1.43	0.23	0.23
0.51	-2.38	-2.38	0.55	0.55
0.69	-3.47	-3.47	1.05	1.05
0.86	-4.72	-4.72	1.75	1.75
1.00	-5.87	-5.87	2.51	2.51
1.00	12.87	12.87	2.51	2.51
1.20	10.92	10.92	0.12	0.12
1.40	8.46	8.46	-1.83	-1.83
1.60	5.49	5.49	-3.23	-3.23
1.80	2.01	2.01	-3.99	-3.99
2.00	-1.99	-1.99	-4.00	-4.00
2.20	-4.67	-4.67	-3.33	-3.33
2.40	-7.79	-7.79	-2.10	-2.10
2.60	-11.41	-11.41	-0.20	-0.20

	Força de cisalhamento mín. [kN/m]	Força de cisalhamento máx. [kN/m]	Momento mín. [kNm/m]	Momento máx. [kNm/m]
2.80	-15.54	-15.54	2.47	2.47
3.00	-20.18	-20.18	6.02	6.02
3.00	20.36	20.36	6.02	6.02
3.17	15.87	15.87	2.85	2.85
3.35	11.00	11.00	0.51	0.51
3.52	5.74	5.74	-0.96	-0.96
3.70	0.08	0.08	-1.47	-1.47
3.87	-5.96	-5.96	-0.96	-0.96
4.00	-10.67	-10.67	0.10	0.10
4.22	-3.36	-3.36	2.16	2.16

Esforços internos máximos

Momento fletor máximo = 6,02 kNm/m
Momento fletor mínimo = -4,00 kNm/m
Esforço transversal máximo = 20,36 kN/m

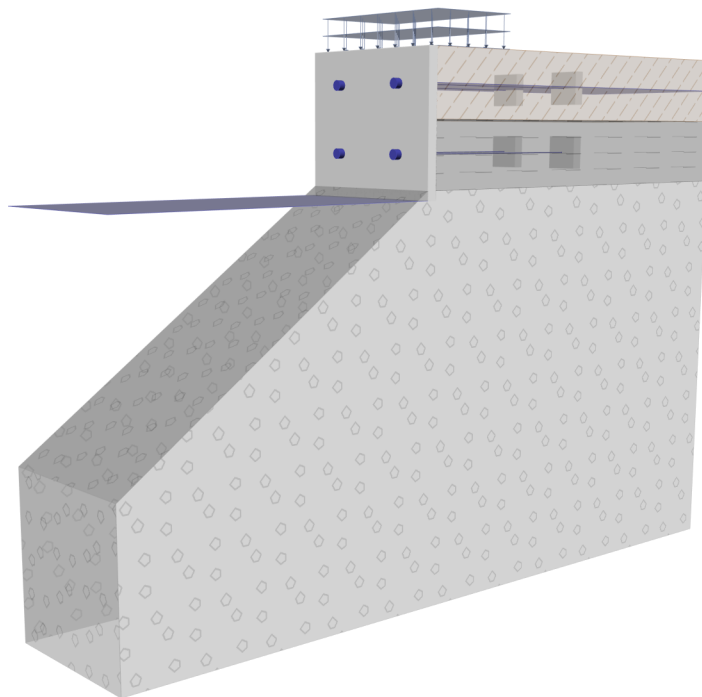
Verif. da seção transversal de concreto armado (Parede retangular em CA h = 0,30 m)

Todas as etapas de construção são consideradas na análise.
Fator parcial na carga = 1,00
Armadura - 6 barras diam. 12,5 mm; cobrimento 30,0 mm
Arm. transv. - 2 perfil 6,3 mm; distância 200,0 mm
Taxa de armadura ρ = 0,28 % > 0,15 % = ρ_{min}
Altura da linha neutra x = 0,02 m < 0,07 m = x_{max}
Esforço transversal último V_{Rd} = 261,63 kN/m > 20,36 kN/m = V_{Ed}
Momento último M_{Rd} = 81,62 kNm/m > 6,02 kNm/m = M_{Sd}

A seção transversal é SATISFATÓRIA.

Nome : Dimensionamento

Etapa - análise : 1 - 1



Análise de estabilidade de talude

Introduzir dados (Etapa de construção 1)

Projeto

Configurações

Brasil (2)

Análise de estabilidade

Metodologia de verificação : Fatores de segurança
Análise sísmica : Norma

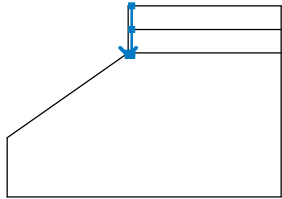
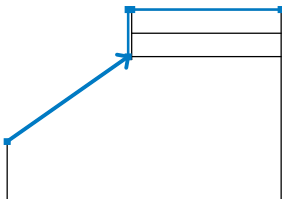
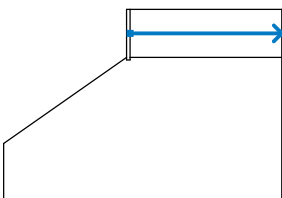
Fatores de segurança			
Situação permanente do projeto			
Fator de segurança :	SF _s =	1,50	[-]

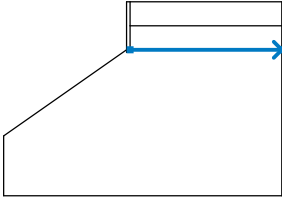
Ancoragem

Metodologia de verificação : Fatores de segurança

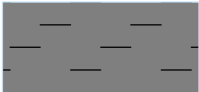
Fatores de segurança			
Fator de segurança para a resistência do aço :	SF _t =	1,50	[-]
Fator de segurança da resistência de arrancamento (solo) :	SF _e =	1,50	[-]
Fator de segurança da resistência de arrancamento (argamassa) :	SF _c =	1,50	[-]

Interface

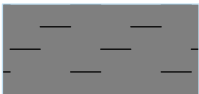
No.	Localização da interface	Coordenadas dos pontos de interface [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-0,30	-4,00	-0,30	-4,22	0,00	-4,22
		0,00	-4,00	0,00	-2,00	0,00	0,00
2		-10,55	-11,18	-0,30	-4,00	-0,30	0,00
		0,00	0,00	12,66	0,00		
3		0,00	-2,00	12,66	-2,00		

No.	Localização da interface	Coordenadas dos pontos de interface [m]					
		x	z	x	z	x	z
4		0,00	-4,00	12,66	-4,00		

Parâmetros de solo - estado de tensão efetivo

No.	Nome	Padrão	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]
1	Aterro		32,00	5,00	20,00
2	Basalto Alterado		36,00	30,00	22,00
3	Basalto muito alterado		34,00	15,00	21,00

Parâmetros de solo - elevação

No.	Nome	Padrão	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [-]
1	Aterro		21,00		
2	Basalto Alterado		23,00		
3	Basalto muito alterado		22,00		

Parâmetros do solo

Aterro

Peso específico : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Resistência ao cisalhamento : Mohr-Coulomb
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Basalto Alterado

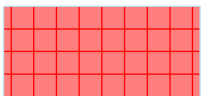
Peso específico : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Resistência ao cisalhamento : Mohr-Coulomb
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$

Coesão do solo : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

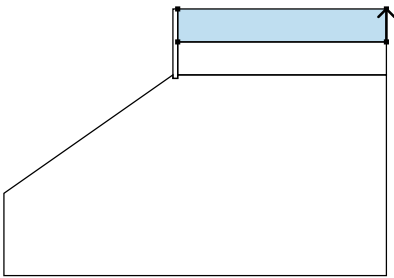
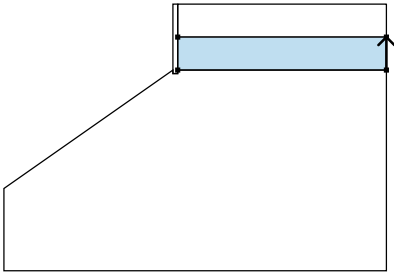
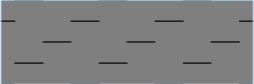
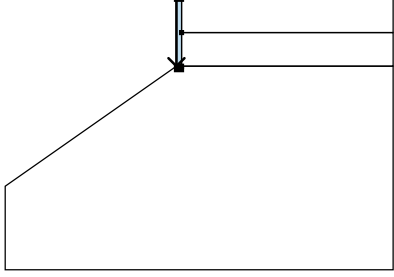
Basalto muito alterado

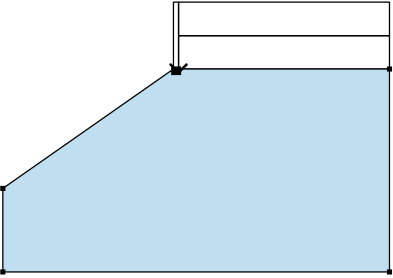
Peso específico : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensão : efetivo
Resistência ao cisalhamento : Mohr-Coulomb
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef} = 34,00^\circ$
Coesão do solo : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Peso específico saturado : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Corpos rígidos

No.	Nome	Amostra	γ [kN/m³]
1	Material da estrutura		23,00

Superfícies e atribuições

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
1		12,66	-2,00	12,66	0,00	Aterro 
		0,00	0,00	0,00	-2,00	
2		12,66	-4,00	12,66	-2,00	Basalto muito alterado 
		0,00	-2,00	0,00	-4,00	
3		-0,30	0,00	-0,30	-4,00	Material da estrutura 
		-0,30	-4,22	0,00	-4,22	
		0,00	-4,00	0,00	-2,00	
		0,00	0,00			

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
4		0,00	-4,00	0,00	-4,22	Basalto Alterado 
		-0,30	-4,22	-0,30	-4,00	
		-10,55	-11,18	-10,55	-16,18	
		12,66	-16,18	12,66	-4,00	

Ancoragem

No.	Origem		Comp. livre l [m]	Comp. ancorado l _k [m]	Inclinação α [°]	Espaçamento entre ancoragens b [m]	Força F [kN]
	x [m]	z [m]					
1	-0,30	-1,00	3,00	4,00	15,00	2,50	50,00
2	-0,30	-3,00	3,00	4,00	15,00	2,50	100,00

Sobrecarga

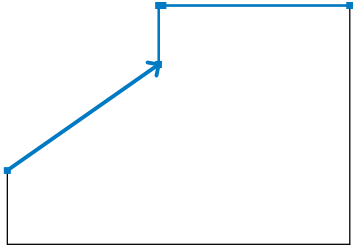
No.	Tipo	Tipo e ação	Posição z [m]	Origem x [m]	Comprimento l [m]	Largura b [m]	Inclinação α [°]	Valor		
								q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	unidade
1	distribuída	acidental	no terreno	x = 0,00	l = 12,66		0,00	20,00		kN/m ²
2	distribuída	permanente	no terreno	x = 0,00	l = 12,66		0,00	10,00		kN/m ²

Sobrecargas

No.	Nome
1	trafego
2	permanente

Nível freático

Tipo de água : Coeficiente Ru

No.	Localização da interface Ru	Coordenadas dos pontos da interface Ru [m]						Coef. Ru [-]
		x	z	x	z	x	z	
1		-10,55	-11,18	-0,30	-4,00	-0,30	0,00	0,030
		0,00	0,00	12,66	0,00			

Fenda de tração

Fendas de tração não inseridas.

Sismo

Sismo não incluído.

Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente

Resultados (Etapa de construção 1)

Análise 1

Superfície de deslizamento circular

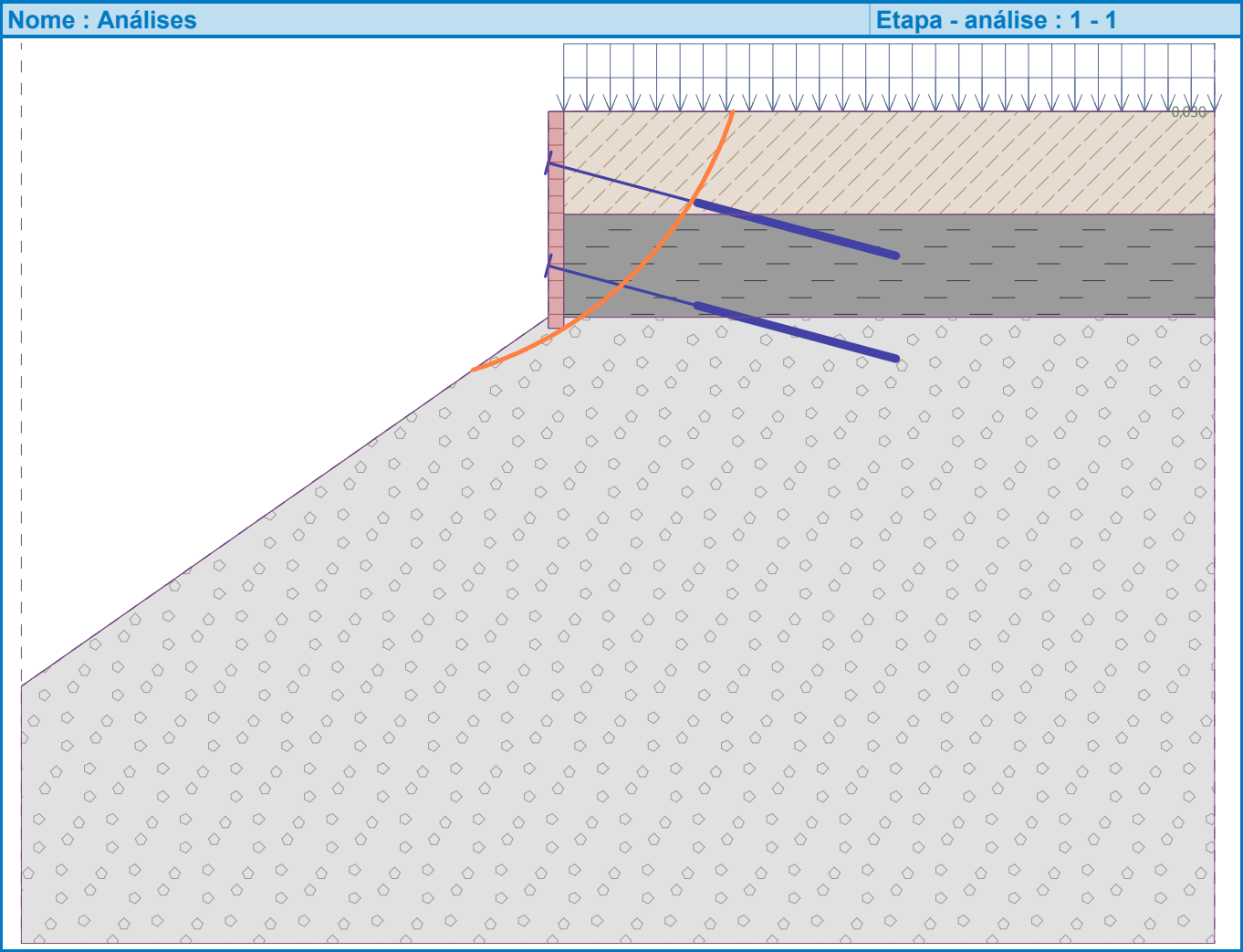
Parâmetros da superfície de deslizamento					
Centro :	x =	-4,04 [m]	Ângulos :	α_1 =	17,22 [°]
	z =	2,32 [m]		α_2 =	72,44 [°]
Raio :	R =	7,69 [m]	Superfície de deslizamento após otimização.		

Peso total do solo acima da superfície de deslizamento: 222,20 kN/m

Verificação da estabilidade de talude (Morgenstern-Price)

Fator de segurança = 1,69 > 1,50

Estabilidade do talude VERIFICA



Avaliação de ancoragens



PREFEITURA MUNICIPAL DE VERANÓPOLIS

SECRETARIA DE OBRAS E INFRAESTRUTURA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO – SG01

Estrada Vicinal Usina Velha

Veranópolis / RS

Responsabilidade Técnica de Projeto:

Eng. Civil Cristiano Fugali – CREA RS236549

Eng. Civil Káthia Benedetti – CREA RS201849

Veranópolis, junho de 2025



1. OBJETIVO

O presente memorial de cálculo tem por objetivo apresentar o dimensionamento técnico da contenção em solo grampeado destinada à estabilização do talude SG01, localizado na Estrada Vicinal Usina Velha, município de Veranópolis/RS, no âmbito das obras de reconstrução viária contratadas pela Prefeitura Municipal de Veranópolis.

A solução proposta tem como finalidade principal o controle de deslocamentos, desprendimento de blocos e estabilização superficial do maciço rochoso fraturado identificado durante o monitoramento geológico-geotécnico da encosta, garantindo a segurança da via e dos usuários ao longo da vida útil da obra.

2. CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

O talude SG01 corresponde a um corte em rocha basáltica pertencente à Formação Serra Geral, apresentando intenso fraturamento, preenchimento secundário das juntas e ocorrência de deslocamentos localizados. A rocha é classificada como basalto fraturado sobreposto à rocha sã.

2.1 Parâmetros Geométricos

Altura do talude: $H = 14,00$ m

Tipo de maciço: Basalto fraturado (Formação Serra Geral) sobre rocha sã

Localização: Estrada Vicinal Usina Velha – Veranópolis/RS

3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

3.1 Justificativa da Abordagem Adotada

Em projetos de estabilização de taludes em rocha fraturada, a obtenção de parâmetros de resistência por ensaios laboratoriais convencionais (triaxial, cisalhamento direto) apresenta limitações intrínsecas: o comportamento mecânico do maciço é governado pelas discontinuidades (juntas, fraturas e planos de fraqueza), e não pela resistência intacta da rocha. Ensaios em amostras intactas não reproduzem fidedignamente o comportamento do maciço in situ.

Diante da ausência de campanha de ensaios específica para este talude, os parâmetros geotécnicos foram obtidos por correlação geológico-geotécnica, baseada em:

- Classificação litológica e estado de fraturamento do maciço basáltico da Formação Serra Geral, reconhecida nas inspeções de campo;



- Correlações com dados publicados na literatura técnica especializada para basaltos da Formação Serra Geral no sul do Brasil (Nilson, Oliveira, Santos & Zuquette, e outros);
- Referências de projetos similares em maciços basálticos fraturados da região sul do Brasil;
- Adoção conservadora dos valores, posicionando os parâmetros no limite inferior das faixas típicas para o tipo de maciço, garantindo envelope de segurança adicional.

Esta abordagem é amplamente aceita em projetos de engenharia geotécnica quando: (i) o volume de escavação ou a complexidade da obra não justifica campanha laboratorial de alto custo; (ii) os parâmetros adotados são conservadores e compatíveis com o tipo geológico; e (iii) as análises de estabilidade são complementadas por análise probabilística que quantifica a incerteza dos parâmetros — exatamente o procedimento adotado neste projeto.

3.2 Parâmetros Determinísticos (Valores Médios Adotados)

Os parâmetros determinísticos representam os valores médios adotados para as análises de equilíbrio-limite. Todos os materiais foram modelados pelo critério de Mohr-Coulomb.

3.2.1 Material 01 – Basalto Fraturado

Peso específico natural: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 32 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 36^\circ$

Coefficiente de pressão neutra (seco): $R_u = 0$

Coefficiente de pressão neutra (saturado): $R_u = 0,40$

3.2.2 Material 02 – Rocha Sã

Peso específico natural: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 100 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 42^\circ$

Coefficiente de pressão neutra: $R_u = 0$ (ambos os cenários)

Material	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	Critério	R_u
Basalto Fraturado	22	32	36	Mohr-Coulomb	0 / 0,40
Rocha Sã	25	100	42	Mohr-Coulomb	0

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos determinísticos adotados nas análises de estabilidade.



3.3 Parâmetros Estatísticos para Análise Probabilística

A análise probabilística exige a caracterização dos parâmetros geotécnicos não apenas por valores médios, mas também por suas distribuições estatísticas, que expressam a variabilidade e incerteza inerentes ao maciço. Na ausência de ensaios, os parâmetros estatísticos foram definidos com base em coeficientes de variação (CV) típicos para maciços basálticos fraturados, conforme recomendações da literatura (Phoon & Kulhawy, 1999; Lacasse & Nadim, 1996; Baecher & Christian, 2003).

A distribuição Normal (Gaussiana) foi adotada para todos os parâmetros do Basalto Fraturado, por ser a distribuição de maior aplicação em análises probabilísticas geotécnicas quando o número de dados é limitado e os parâmetros apresentam variabilidade moderada. A tabela abaixo apresenta os parâmetros estatísticos inseridos no módulo Material Statistics do Slide:

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Basalto fraturado	Cohesion	Normal	32	8	15	50
2	Basalto fraturado	Phi	Normal	36	3	30	42
3	Basalto fraturado	Unit Weight	Normal	22	1	20	24

Figura 1 – Janela Material Statistics do Slide: parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no modelo.

#	Material	Propriedade	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mín. Relativo	Máx. Relativo
1	Basalto Fraturado	Coesão (kPa)	Normal	32	8	15	50
2	Basalto Fraturado	Ângulo de Atrito (°)	Normal	36	3	30	42
3	Basalto Fraturado	Peso Específico (kN/m³)	Normal	22	1	20	24

Tabela 2 – Parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no módulo Material Statistics do Slide.

3.3.1 Justificativa dos Desvios Padrão Adotados

Os desvios padrão foram definidos com base nos coeficientes de variação (CV) típicos para cada propriedade, conforme síntese da literatura especializada:

Propriedade	Média Adotada	Desvio Padrão	CV (%)	Base / Justificativa
-------------	---------------	---------------	--------	----------------------



Coesão c' (kPa)	32	8	25	CV 20–40% típico para maciços fraturados (Phoon & Kulhawy, 1999). Adotado 25% por ausência de ensaios.
Ângulo de atrito ϕ' (°)	36	3	8	CV 5–15% para ϕ' em rochas fraturadas; adotado 8,3%, compatível com variabilidade do fraturamento do basalto.
Peso específico γ (kN/m ³)	22	1	5	CV 3–7% para γ em basaltos; adotado 4,5%. Parâmetro de menor variabilidade relativa.

Tabela 3 – Justificativa dos desvios padrão e coeficientes de variação adotados.

3.3.2 Limites Relativos (Rel. Min / Rel. Max)

Os limites relativos definem o intervalo físico plausível para cada parâmetro, evitando que o gerador de números aleatórios de Monte Carlo produza valores fora da faixa tecnicamente aceitável para o tipo de maciço:

- Coesão c' : mínimo relativo = 15 kPa (maciço muito fraturado e alterado) / máximo relativo = 50 kPa (basalto pouco alterado). Faixa $\pm 50\%$ em relação à média.
- Ângulo de atrito ϕ' : mínimo relativo = 30° (maciço muito fraturado com argila nas juntas) / máximo relativo = 42° (basalto são ou pouco fraturado). Faixa compatível com critério de Hoek-Brown para GSI baixo a moderado.
- Peso específico γ : mínimo relativo = 20 kN/m³ / máximo relativo = 24 kN/m³. Variação típica para basaltos da Formação Serra Geral.

3.3.3 Parâmetros Estatísticos da Rocha Sã

Para o material Rocha Sã, não foram atribuídas variações estatísticas no modelo, por tratar-se de material com parâmetros consideravelmente mais elevados e menor variabilidade esperada. A superfície crítica de ruptura incide predominantemente no basalto fraturado, de modo que a variabilidade da rocha sã tem influência marginal nos resultados probabilísticos.

NOTA TÉCNICA: A adoção de parâmetros estatísticos conservadores e embasados em referências da literatura, na ausência de ensaios, é prática reconhecida em geotecnia e alinhada às recomendações do Eurocódigo 7 (EC7) e das normas ABNT NBR 6118 e NBR 5629 para projetos geotécnicos em condições de dados limitados. A análise probabilística resultante fornece informação superior à análise determinística isolada, quantificando explicitamente o grau de confiança da solução.

4. SOBRECARGAS ADOTADAS

Foram consideradas as seguintes sobrecargas distribuídas, representativas das condições de uso da via:



Plataforma da estrada: $q_2 = 20 \text{ kPa}$ (cargas de tráfego rodoviário – NBR 7188)

5. CONDIÇÃO DO TALUDE

A seguir são apresentadas as fotografias do talude SG01 obtidas em campo durante o monitoramento geológico-geotécnico, evidenciando o estado do maciço em condição natural seca e sob influência de saturação hídrica.

5.1 Terreno Natural – Condição Seca

A fotografia registra o talude na condição natural, sem influência de saturação. Observam-se blocos instáveis, planos de fratura sub-horizontais e verticais característicos do basalto da Formação Serra Geral, indicando elevado potencial de deslocamentos.



5.2 Terreno com Saturação Hídrica

Mesmo talude após evento pluviométrico intenso. A presença de água nas discontinuidades reduz significativamente a resistência ao cisalhamento, aumentando a probabilidade de ruptura superficial. Esta condição motivou a análise com $R_u = 0,40$, representativa da pressão neutra em maciço fraturado saturado.





6. ANÁLISE DE ESTABILIDADE – SOFTWARE SLIDE (ROCSCIENCE)

A estabilidade global do talude foi verificada pelo software Slide (Rocscience), utilizando métodos de equilíbrio-limite combinados com análise probabilística pelo método de Monte Carlo. Foram analisados três cenários: talude natural ($R_u = 0$), talude saturado ($R_u = 0,40$) e talude estabilizado com solo grampeado ($R_u = 0$).

Os métodos de equilíbrio-limite empregados foram Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price (função Half-Sine), com 25 fatias, tolerância 0,005 e 5.000 iterações máximas. Os parâmetros estatísticos descritos no item 3.3 foram utilizados nas análises probabilísticas de todos os cenários.

6.1 Configuração do Modelo

Parâmetro de Modelagem	Configuração
Software	Slide 2D – Rocscience
Métodos de análise	Bishop Simplificado; Spencer; GLE/Morgenstern-Price (Half-Sine)
Número de fatias	25
Tolerância de convergência	0,005
Iterações máximas	5.000
Análise probabilística	Monte Carlo – 5.000 simulações
Parâmetros variados (Basalto Fraturado)	c' (Normal, $\sigma=8$ kPa); ϕ' (Normal, $\sigma=3^\circ$); γ (Normal, $\sigma=1$ kN/m ³)
Método de referência	GLE / Morgenstern-Price

Tabela 4 – Configuração do modelo de análise no Slide.

6.2 Cenário I – Talude Natural (Condição Seca, $R_u = 0$)

Análise do talude natural sem pressão hidrostática ($R_u = 0$). Sobrecargas: $q_1 = 10$ kPa na crista e $q_2 = 20$ kPa na plataforma. Os resultados determinísticos indicam instabilidade global com $FS < 1,50$. A análise probabilística quantifica a probabilidade de falha em 4,02%.

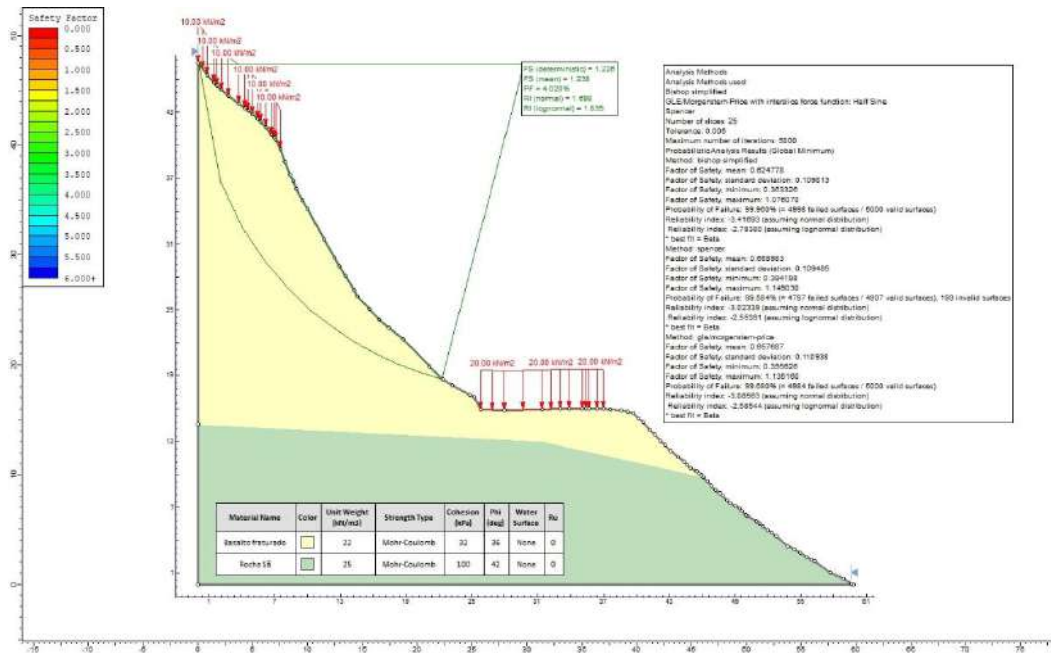


Figura 4 – Análise Slide: Cenário I – talude natural seco ($R_u = 0$). FS determinístico = 1,226.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	1,226	1,238	4,020
Spencer	~1,226	~1,238	~4,0
Morgenstern-Price (GLE) *	1,226	1,238	4,020

Tabela 5 – Resultados Cenário I: talude natural ($R_u = 0$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 1,238 | RI (normal) = 1,698 | RI (lognormal) = 1,835 | Pf = 4,02%

⚠ CENÁRIO I – INSTÁVEL: FS = 1,226 < 1,50. Probabilidade de falha Pf = 4,02%. Intervenção necessária.

6.3 Cenário II – Talude com Saturação Hídrica ($R_u = 0,40$)

Cenário mais crítico, com $R_u = 0,40$ aplicado a ambos os materiais, representativo de evento pluviométrico intenso (Figura 3). A redução da resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra leva o talude ao colapso.

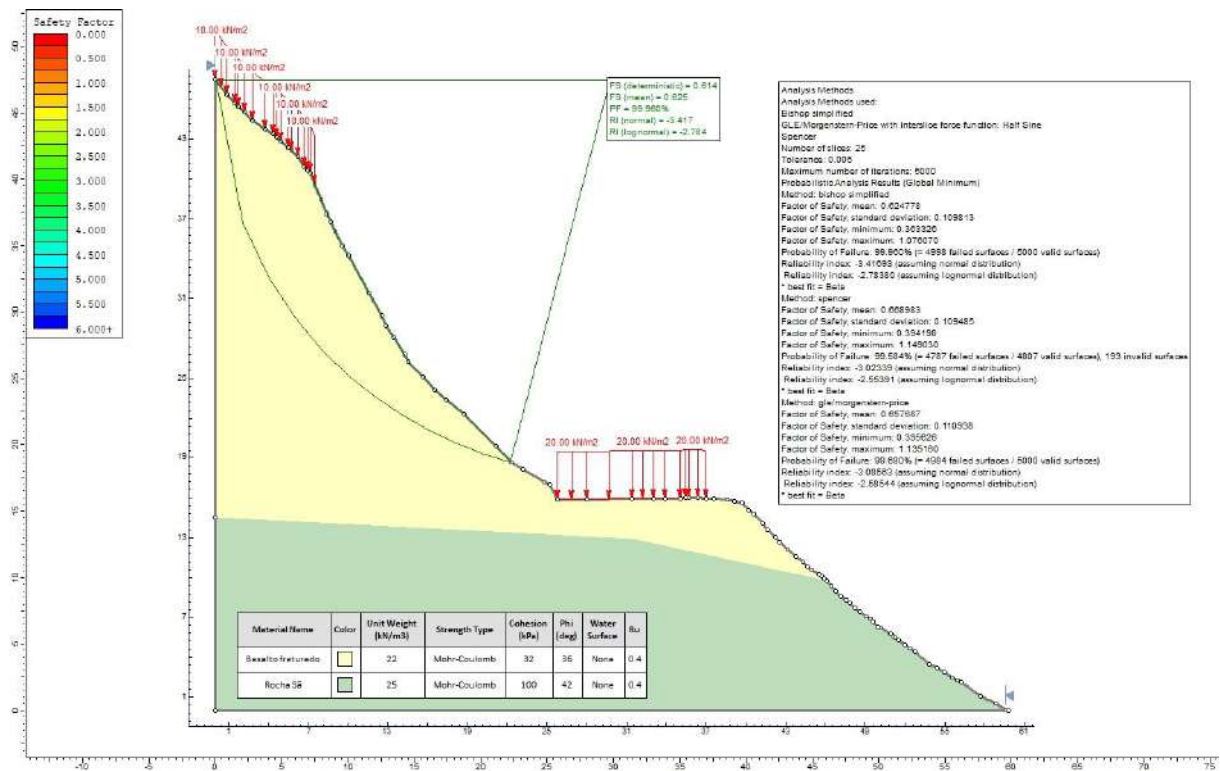


Figura 5 – Análise Slide: Cenário II – talude saturado ($R_u = 0,40$). $FS = 0,614$ – ruptura iminente.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	0,614	0,625	99,960
Spencer	~0,614	~0,625	~99,9
Morgenstern-Price (GLE) *	0,614	0,625	99,960

Tabela 6 – Resultados Cenário II: talude saturado ($R_u = 0,40$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 0,625 | RI (normal) = –3,417 | RI (lognormal) = –2,784 | Pf = 99,960%

⚠ CENÁRIO II – COLAPSO: FS = 0,614 << 1,00. Pf = 99,96%. Ruptura praticamente certa sob saturação.



6.4 Cenário III – Talude Estabilizado com Solo Grampeado ($R_u = 0$)

Modelo com a solução de contenção proposta: grampos CA-50 Ø25 mm, $L = 10,00$ m, $Sh/Sv = 2,00/1,50$ m, inclinação 10° – 15° , $T_{adm} = 165$ kN, Bond Strength = 80 kN/m. Concreto projetado $e = 10$ cm com malha Q138. Grampos modelados como Soil Nail passivos (Método B), espaçamento fora do plano = 2,00 m. O fator de segurança determinístico obtido é $FS = 1,549$, superior ao mínimo exigido de 1,50 para obras permanentes. A tabela a seguir detalha os resultados por método, incluindo os indicadores probabilísticos do Monte Carlo. Atenção: a coluna FS (mín. MC) representa o menor valor de FS encontrado entre as 5.000 simulações estocásticas — é um indicador de robustez probabilística, não o FS de projeto.

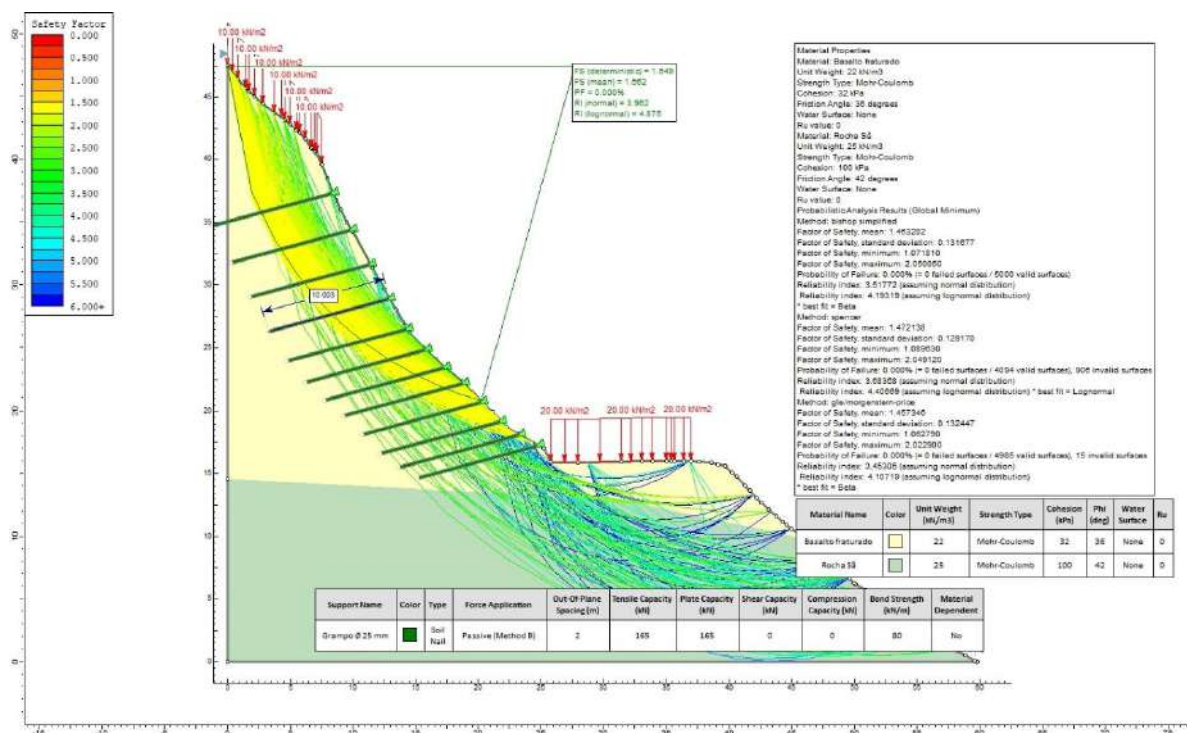


Figura 6 – Análise Slide: Cenário III – talude estabilizado com solo grampeado. $FS = 1,549$ (Morgenstern-Price).

Método	FS (det.)	FS (médio)	FS (mín. MC)	β (normal)	Pf (%)
Bishop Simplificado	—	1,463	1,072	3,518	0,00
Spencer	—	1,472	1,090	3,684	0,00
Morgenstern-Price (GLE) *	1,549	1,457	1,063	3,453	0,00

Tabela 7 – Resultados Cenário III: talude estabilizado. (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS determinístico = $1,549 > 1,50 \checkmark$ | FS médio (MC) = 1,562 | RI (normal) = 3,962 | RI (lognormal) = 4,875 | $Pf = 0,000\%$ | FS mín. (MC) = 1,063 (valor extremo estatístico – ver nota)



✓ CENÁRIO III – ESTÁVEL: FS determinístico = 1,549 > 1,50 ✓ | $\beta = 3,453 > 3,0$ ✓ | $P_f \approx 0,00\%$ ✓. Nota: o FS mínimo de 1,063 na tabela é o valor extremo das 5.000 simulações Monte Carlo (pior combinação estatística de parâmetros possível), não o FS de projeto. O FS de projeto é determinístico = 1,549 > 1,50. Solução aprovada.

7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Metodologia Monte Carlo

O método de Monte Carlo é uma técnica de simulação estocástica amplamente empregada em análises geotécnicas de confiabilidade. Neste projeto, foram realizadas 5.000 simulações para cada cenário, variando aleatoriamente os parâmetros do Basalto Fraturado (c' , ϕ' e γ) segundo as distribuições Normal definidas no item 3.3.

Em cada simulação, o software Slide calcula o fator de segurança (FS) para um conjunto de parâmetros amostrado aleatoriamente. A coleção de 5.000 valores de FS forma uma distribuição que permite estimar: o FS médio (FS_m), o desvio padrão (σ_{FS}), a probabilidade de falha ($P_f = P[FS < 1,0]$) e o índice de confiabilidade (β).

7.2 Índice de Confiabilidade (β) – Conceito e Interpretação

O índice de confiabilidade β (Reliability Index) é o indicador central da análise probabilística geotécnica. Ele expressa, em número de desvios padrão, a distância entre o fator de segurança médio e o estado limite de ruptura (FS = 1,0):

$$\beta = (FS_m - 1,0) / \sigma_{FS}$$

Quanto maior o β , mais distante o sistema está da ruptura e mais confiável é a estrutura. A relação entre β e a probabilidade de falha depende da distribuição estatística adotada:

β	Pf – Distribuição Normal (%)	Pf – Distribuição Lognormal (%)	Nível de Confiança
< 0	> 50	> 50	Ruptura esperada
1,0	~15,9	~16,0	Insuficiente
2,0	~2,28	~2,5	Baixo
2,33	~1,00	~1,0	Mínimo (obras temporárias)



3,0	$\sim 0,135$	$\sim 0,18$	Mínimo (obras permanentes)*
3,453	$\sim 0,028$	$\sim 0,004$	SG01 – Cenário III ✓
3,962	$\sim 0,004$	$\sim 0,001$	SG01 – valor GLE médio ✓
4,0	$\sim 0,003$	$\sim 0,001$	Elevado
4,875	$< 0,001$	$< 0,001$	SG01 – lognormal ✓

Tabela 8 – Relação entre β e probabilidade de falha. (*) Recomendação USACE (2006) e Phoon (2008) para obras geotécnicas permanentes.

7.3 Distribuições Normal e Lognormal – Qual Usar?

O Slide reporta índices de confiabilidade para duas hipóteses de distribuição do FS:

- Distribuição Normal: assume que o FS segue distribuição simétrica. É mais conservadora para FS perto de 1,0, pois a cauda esquerda se estende a valores negativos (fisicamente impossíveis, mas matematicamente presentes). Resulta em valores de β menores.
- Distribuição Lognormal: assume que o FS segue distribuição assimétrica positiva, garantindo $FS > 0$. É mais representativa do comportamento real de estruturas geotécnicas, pois reflete melhor o caráter multiplicativo das incertezas. Resulta em β maiores e P_f menores para $FS > 1,0$.

Neste projeto, adota-se o β pela distribuição Normal como critério conservador de projeto, reportando também o β lognormal como informação complementar. A distribuição best fit indicada pelo Slide é Beta, que se ajusta melhor aos dados simulados.

7.4 Comparativo dos Índices de Confiabilidade – Três Cenários

Parâmetro	Cenário I (Natural)	Cenário II (Saturado)	Cenário III (Estabilizado)
FS determinístico (GLE)	1,226	0,614	1,549
FS médio – Monte Carlo (GLE)	1,238	0,625	1,562
FS mínimo das simulações MC (GLE) **	–	–	1,063
Desvio padrão σ_{FS} (GLE)	$\sim 0,110$	$\sim 0,110$	$\sim 0,132$
β – Distribuição Normal	1,698	–3,417	3,453 / 3,962*
β – Distribuição Lognormal	1,835	–2,784	4,875 / 4,107*
Probabilidade de falha P_f (%)	4,020	99,960	$\approx 0,000$
Best fit distribution	Beta	Beta	Beta / Lognormal

Tabela 9 – Resumo comparativo dos indicadores probabilísticos – Monte Carlo (5.000 simulações). (*) Valores GLE (β global / β mínimo).



7.5 Análise Crítica dos Índices de Confiabilidade Obtidos

A interpretação dos índices de confiabilidade de cada cenário é a seguinte:

Cenário I – $\beta = 1,698$ (normal) / $1,835$ (lognormal)

O índice $\beta = 1,698$ é inferior ao mínimo recomendado de $\beta = 3,0$ para obras permanentes. Embora o FS determinístico de 1,226 indique margem positiva em relação à ruptura, a probabilidade de falha de 4,02% é inaceitável para obra pública permanente. Este resultado confirma a necessidade de intervenção de estabilização mesmo na condição seca do talude.

Cenário II – $\beta = -3,417$ (normal) / $-2,784$ (lognormal)

O índice β negativo indica que o FS médio está abaixo de 1,0 ($FS_m = 0,625$), ou seja, o estado médio do sistema já é o de ruptura. A probabilidade de falha de 99,96% confirma colapso praticamente certo sob saturação hídrica. Este é o cenário que justifica a urgência da intervenção, especialmente considerando o regime pluviométrico da região serrana do Rio Grande do Sul.

Cenário III – $\beta = 3,453$ (normal) / $4,875$ (lognormal)

O FS determinístico de projeto = 1,549 supera o mínimo exigido de 1,50 para obras permanentes, com margem positiva de $\Delta FS = 0,049$. O índice $\beta = 3,453$ (distribuição normal) supera o mínimo recomendado de $\beta = 3,0$, com margem $\Delta\beta = 0,453$. O índice $\beta = 4,875$ (lognormal) reforça a confiabilidade da solução. A probabilidade de falha $P_f \approx 0,00\%$ (zero falhas em 5.000 simulações) confirma o desempenho seguro. O FS mínimo de 1,063 reportado na tabela representa o valor extremo obtido na simulação com a pior combinação estatisticamente possível de parâmetros (c' , ϕ' e γ no limite inferior de suas distribuições), não constituindo um resultado de projeto — trata-se de um indicador de que mesmo no cenário mais desfavorável estatisticamente o sistema não rompe. O FS de dimensionamento é o determinístico = $1,549 > 1,50$.

CONCLUSÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA: A solução de contenção em solo grampeado proposta para o SG01 atende plenamente aos critérios de segurança para obras permanentes: FS determinístico = $1,549 > 1,50 \checkmark$ | $\beta = 3,453 > \beta_{\text{mín}} = 3,0 \checkmark$ | $P_f \approx 0,00\% \checkmark$. O FS mínimo das simulações Monte Carlo (1,063) representa o valor extremo estatístico e não o FS de projeto. Os resultados são convergentes para os três métodos de equilíbrio-limite empregados e robustos frente à variabilidade dos parâmetros geotécnicos do basalto fraturado.



8. DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS

8.1 Características dos Grampos

Parâmetro	Valor Adotado
Tipo de barra	Aço CA-50 (NBR 7480)
Diâmetro nominal (d)	Ø 25 mm
Comprimento total (L)	L = 10,00 m
Inclinação	10° a 15° descendente (em relação à horizontal)
Espaçamento horizontal (Sh)	Sh = 2,00 m
Espaçamento vertical (Sv)	Sv = 1,50 m
Diâmetro do furo (Df)	Df = 75 mm
Preenchimento do furo	Calda de cimento Portland (graute)
Tensão de escoamento (fy)	fy = 500 MPa
Tensão última (fu)	fu = 630 MPa

Tabela 10 – Características dos grampos – SG01.

8.2 Área da Seção Transversal da Barra

A área da seção transversal da barra CA-50 Ø25 mm:

$$A = \pi \cdot d^2 / 4$$
$$A = \pi \cdot (25)^2 / 4 = \pi \cdot 625 / 4 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Adotado: A = 490,9 mm²

8.3 Capacidade Última e Admissível à Tração

A capacidade última à tração da barra:

$$T_{ult} = A \cdot f_y$$
$$T_{ult} = 490,9 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 245.450 \text{ N} = 245,45 \text{ kN}$$

Coefficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$ (obras permanentes – NBR 5629):

$$T_{adm} = T_{ult} / \gamma_s = 245,45 / 1,50 = 163,6 \text{ kN}$$

Adotado: T_{adm} = 165 kN

8.4 Verificação ao Arrancamento

Resistência ao arrancamento com Bond Strength = 80 kN/m:

$$T_{arr} = \text{Bond} \times L = 80 \text{ kN/m} \times 10,00 \text{ m} = 800 \text{ kN}$$

Aderência equivalente no perímetro do furo:

$$q_s = \text{Bond} / (\pi \cdot D_f) = 80 / (\pi \times 0,075) = 339 \text{ kPa}$$



$$T_{arr} = 800 \text{ kN} \gg T_{adm} = 165 \text{ kN} \quad \checkmark \quad (\text{arrancamento não é condicionante})$$

8.5 Resistência Equivalente por Metro de Largura

Resistência equivalente por metro de largura do talude:

$$T_{eq} = T_{adm} / S_h = 165 \text{ kN} / 2,00 \text{ m} = 82,5 \text{ kN/m}$$

No Slide: Tensile Capacity = 165 kN | Out-of-Plane Spacing = 2,00 m | Bond Strength = 80 kN/m

9. DIMENSIONAMENTO DA FACE EM CONCRETO PROJETADO

9.1 Características da Face

Parâmetro	Valor Adotado
Espessura do concreto projetado (e)	e = 10 cm
Resistência característica (fck)	fck = 25 MPa (NBR 8953)
Armadura	Malha eletrossoldada Q138
Tipo de aço da malha	CA-60 (NBR 7480)
Resistência de escoamento (fyk)	fyk = 600 MPa
Área de aço por direção (As)	As = 1,38 cm ² /m = 138 mm ² /m

Tabela 11 – Características da face em concreto projetado – SG01.

9.2 Capacidade Resistente da Malha Q138

Resistência última à tração por metro de largura:

$$T_{ult}(\text{malha}) = A_s \cdot f_{yk} = 138 \text{ mm}^2/\text{m} \times 600 \text{ MPa} = 82.800 \text{ N/m} = 82,8 \text{ kN/m}$$

Com coeficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$:

$$T_{adm}(\text{malha}) = 82,8 / 1,50 = 55,2 \text{ kN/m}$$

Adotado: $T_{adm}(\text{malha}) = 55 \text{ kN/m}$ (em cada direção)

9.3 Função Estrutural da Malha

- Controle de fissuração do concreto projetado;
- Distribuição dos esforços entre grampos adjacentes;
- Solidarização e integridade estrutural da face projetada;
- Retenção de pequenos blocos e fragmentos rochosos entre grampos;
- Controle de deslocamentos superficiais do maciço.



10. REGISTRO FOTOGRÁFICO – SOLUÇÃO EXECUTADA

A fotografia a seguir demonstra o talude SG01 após a execução do sistema de solo grampeado, com a face em concreto projetado (e = 10 cm) e malha eletrossoldada Q138, confirmando a adequada implantação da solução projetada.

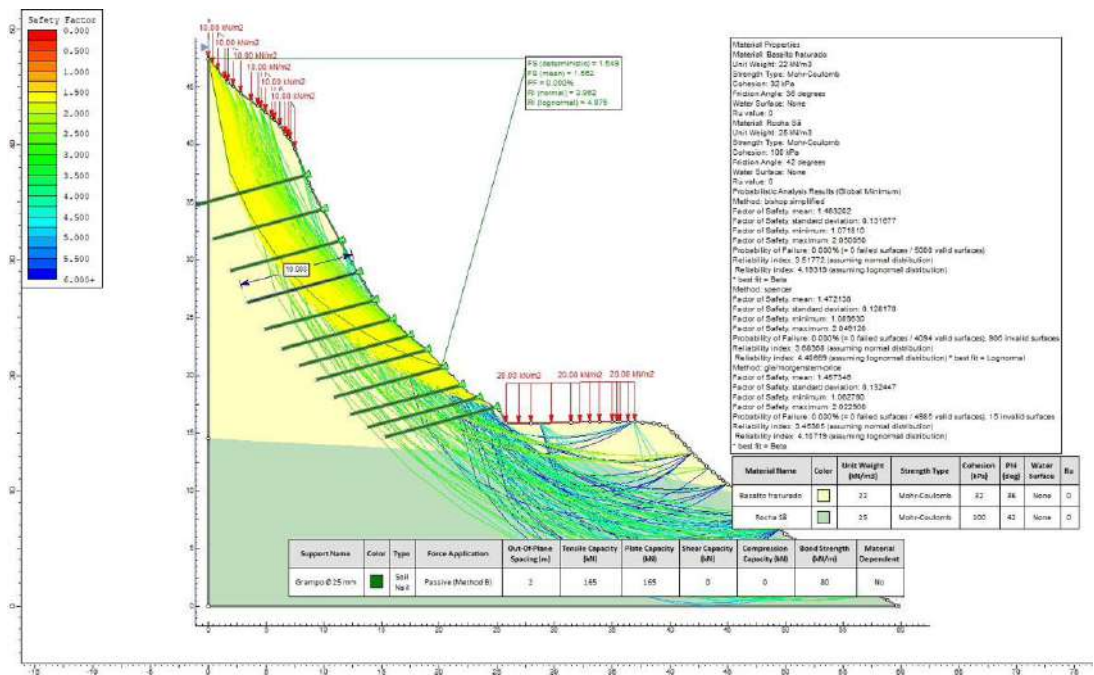


Figura 7 – Talude SG01 estabilizado: face em concreto projetado e = 10 cm com malha Q138 e grampos CA-50 Ø25 mm instalados.

11. SOLUÇÃO EXECUTIVA ADOTADA

Elemento / Parâmetro	Especificação Técnica
Sistema de contenção	Solo grampeado passivo
Barra de grampo	CA-50 Ø 25 mm (NBR 7480)
Comprimento dos grampos	L = 10,00 m
Diâmetro do furo de perfuração	Df = 75 mm
Espaçamento (Sh x Sv)	2,00 m x 1,50 m
Inclinação dos grampos	10° a 15° descendente
Preenchimento dos furos	Calda de cimento (graute)
Capacidade admissível (T _{adm})	165 kN
Bond Strength	80 kN/m
Revestimento da face	Concreto projetado e = 10 cm (fck = 25 MPa)
Armadura da face	Malha eletrossoldada Q138 – CA-60



Serviços preliminares	Remoção de blocos instáveis e materiais soltos
FS global (Morgenstern-Price)	FS = 1,549
Índice de confiabilidade β (normal)	$\beta = 3,453 > \beta_{\text{mín}} = 3,0 \checkmark$
Probabilidade de falha	Pf $\approx$ 0,00%

Tabela 12 – Especificações técnicas da solução executiva – Contenção SG01.

12. CONCLUSÃO

Com base nos parâmetros geotécnicos adotados por correlação geológico-geotécnica, nos parâmetros estatísticos definidos a partir de coeficientes de variação típicos para maciços basálticos fraturados, nas análises de equilíbrio-limite realizadas pelo software Slide (Rocscience) — com métodos Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price — e nas análises probabilísticas pelo método de Monte Carlo (5.000 simulações), conclui-se que a solução de contenção em solo grampeado proposta para o talude SG01 apresenta desempenho satisfatório e atende plenamente aos critérios técnicos e probabilísticos de segurança.

O talude natural apresenta FS = 1,226 e $\beta = 1,698$ — insuficientes para obra permanente. Sob saturação hídrica ($R_u = 0,40$), o sistema atinge colapso com FS = 0,614 e Pf = 99,96%, demonstrando a criticidade do cenário de chuvas intensas. Com a implantação do solo grampeado, o FS sobe para 1,549 (GLE/Morgenstern-Price), $\beta = 3,453$ (normal) e $\beta = 4,875$ (lognormal), com Pf $\approx$ 0,00% — atendendo os critérios normativos para obras permanentes de contenção.

A análise probabilística, conduzida mesmo na ausência de ensaios laboratoriais, representa uma abordagem tecnicamente superior à análise determinística isolada, pois quantifica explicitamente a incerteza dos parâmetros geotécnicos e demonstra que a solução proposta é robusta frente à variabilidade esperada do maciço basáltico fraturado.

Veranópolis, 09 junho de 2025.

Cristiano Fugali

Eng. Civil – CREA RS236549

Káthia Benedetti

Eng. Civil – CREA RS201849



PREFEITURA MUNICIPAL DE VERANÓPOLIS

SECRETARIA DE OBRAS E INFRAESTRUTURA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO – SG02

Estrada Vicinal Usina Velha

Veranópolis / RS

Responsabilidade Técnica de Projeto:

Eng. Civil Cristiano Fugali – CREA RS236549

Eng. Civil Káthia Benedetti – CREA RS201849

Veranópolis, junho de 2025



1. OBJETIVO

O presente memorial de cálculo tem por objetivo apresentar o dimensionamento técnico da contenção em solo grampeado destinada à estabilização do talude SG02, localizado na Estrada Vicinal Usina Velha, município de Veranópolis/RS, no âmbito das obras de reconstrução viária contratadas pela Prefeitura Municipal de Veranópolis.

A solução proposta tem como finalidade principal o controle de deslocamentos, desprendimento de blocos e estabilização superficial do maciço rochoso fraturado identificado durante o monitoramento geológico-geotécnico da encosta, garantindo a segurança da via e dos usuários ao longo da vida útil da obra.

2. CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

O talude SG02 corresponde a um corte em rocha basáltica pertencente à Formação Serra Geral, apresentando intenso fraturamento, preenchimento secundário das juntas e ocorrência de deslocamentos localizados. A rocha é classificada como basalto fraturado sobreposto à rocha sã.

2.1 Parâmetros Geométricos

Altura do talude: $H = 13,155 \text{ m}$

Tipo de maciço: Basalto fraturado (Formação Serra Geral) sobre rocha sã

Localização: Estrada Vicinal Usina Velha – Veranópolis/RS

3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

3.1 Justificativa da Abordagem Adotada

Em projetos de estabilização de taludes em rocha fraturada, a obtenção de parâmetros de resistência por ensaios laboratoriais convencionais (triaxial, cisalhamento direto) apresenta limitações intrínsecas: o comportamento mecânico do maciço é governado pelas discontinuidades (juntas, fraturas e planos de fraqueza), e não pela resistência intacta da rocha. Ensaios em amostras intactas não reproduzem fidedignamente o comportamento do maciço in situ.

Diante da ausência de campanha de ensaios específica para este talude, os parâmetros geotécnicos foram obtidos por correlação geológico-geotécnica, baseada em:

- Classificação litológica e estado de fraturamento do maciço basáltico da Formação Serra Geral, reconhecida nas inspeções de campo;



- Correlações com dados publicados na literatura técnica especializada para basaltos da Formação Serra Geral no sul do Brasil (Nilson, Oliveira, Santos & Zuquette, e outros);
- Referências de projetos similares em maciços basálticos fraturados da região sul do Brasil;
- Adoção conservadora dos valores, posicionando os parâmetros no limite inferior das faixas típicas para o tipo de maciço, garantindo envelope de segurança adicional.

Esta abordagem é amplamente aceita em projetos de engenharia geotécnica quando: (i) o volume de escavação ou a complexidade da obra não justifica campanha laboratorial de alto custo; (ii) os parâmetros adotados são conservadores e compatíveis com o tipo geológico; e (iii) as análises de estabilidade são complementadas por análise probabilística que quantifica a incerteza dos parâmetros — exatamente o procedimento adotado neste projeto.

3.2 Parâmetros Determinísticos (Valores Médios Adotados)

Os parâmetros determinísticos representam os valores médios adotados para as análises de equilíbrio-limite. Todos os materiais foram modelados pelo critério de Mohr-Coulomb.

3.2.1 Material 01 – Basalto Fraturado

Peso específico natural: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 40 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 38^\circ$

Coefficiente de pressão neutra (seco): $R_u = 0$

Coefficiente de pressão neutra (saturado): $R_u = 0,40$

3.2.2 Material 02 – Rocha Sã

Peso específico natural: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 100 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 42^\circ$

Coefficiente de pressão neutra: $R_u = 0$ (ambos os cenários)

Material	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	Critério	R_u
Basalto Fraturado	22	40	38	Mohr-Coulomb	0 / 0,40
Rocha Sã	25	100	42	Mohr-Coulomb	0

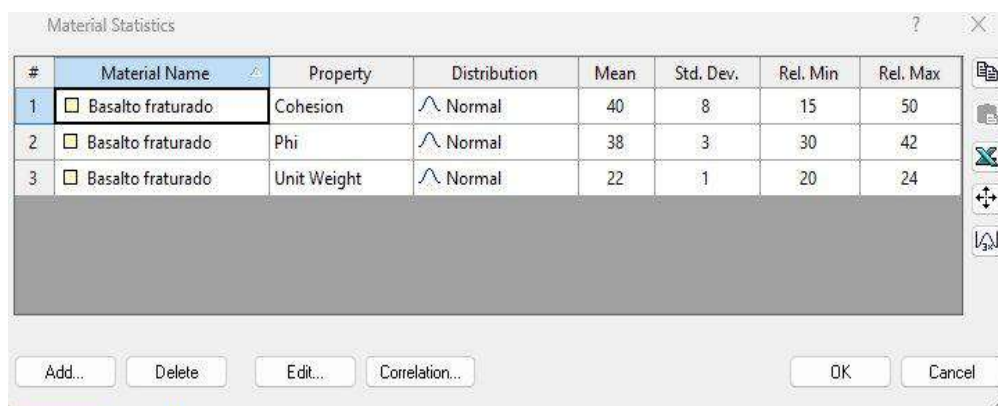
Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos determinísticos adotados nas análises de estabilidade.



3.3 Parâmetros Estatísticos para Análise Probabilística

A análise probabilística exige a caracterização dos parâmetros geotécnicos não apenas por valores médios, mas também por suas distribuições estatísticas, que expressam a variabilidade e incerteza inerentes ao maciço. Na ausência de ensaios, os parâmetros estatísticos foram definidos com base em coeficientes de variação (CV) típicos para maciços basálticos fraturados, conforme recomendações da literatura (Phoon & Kulhawy, 1999; Lacasse & Nadim, 1996; Baecher & Christian, 2003).

A distribuição Normal (Gaussiana) foi adotada para todos os parâmetros do Basalto Fraturado, por ser a distribuição de maior aplicação em análises probabilísticas geotécnicas quando o número de dados é limitado e os parâmetros apresentam variabilidade moderada. A tabela abaixo apresenta os parâmetros estatísticos inseridos no módulo Material Statistics do Slide:



#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Basalto fraturado	Cohesion	Normal	40	8	15	50
2	Basalto fraturado	Phi	Normal	38	3	30	42
3	Basalto fraturado	Unit Weight	Normal	22	1	20	24

Figura 1 – Janela Material Statistics do Slide: parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no modelo.

#	Material	Propriedade	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mín. Relativo	Máx. Relativo
1	Basalto Fraturado	Coesão (kPa)	Normal	40	8	15	50
2	Basalto Fraturado	Ângulo de Atrito (°)	Normal	38	3	30	42
3	Basalto Fraturado	Peso Específico (kN/m³)	Normal	22	1	20	24

Tabela 2 – Parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no módulo Material Statistics do Slide.

3.3.1 Justificativa dos Desvios Padrão Adotados

Os desvios padrão foram definidos com base nos coeficientes de variação (CV) típicos para cada propriedade, conforme síntese da literatura especializada:

Propriedade	Média Adotada	Desvio Padrão	CV (%)	Base / Justificativa
-------------	---------------	---------------	--------	----------------------



Coesão c' (kPa)	40	8	25	CV 20–40% típico para maciços fraturados (Phoon & Kulhawy, 1999). Adotado 25% por ausência de ensaios.
Ângulo de atrito ϕ' (°)	38	3	8	CV 5–15% para ϕ' em rochas fraturadas; adotado 8,3%, compatível com variabilidade do fraturamento do basalto.
Peso específico γ (kN/m ³)	22	1	5	CV 3–7% para γ em basaltos; adotado 4,5%. Parâmetro de menor variabilidade relativa.

Tabela 3 – Justificativa dos desvios padrão e coeficientes de variação adotados.

3.3.2 Limites Relativos (Rel. Min / Rel. Max)

Os limites relativos definem o intervalo físico plausível para cada parâmetro, evitando que o gerador de números aleatórios de Monte Carlo produza valores fora da faixa tecnicamente aceitável para o tipo de maciço:

- Coesão c' : mínimo relativo = 15 kPa (maciço muito fraturado e alterado) / máximo relativo = 50 kPa (basalto pouco alterado). Faixa $\pm 50\%$ em relação à média.
- Ângulo de atrito ϕ' : mínimo relativo = 30° (maciço muito fraturado com argila nas juntas) / máximo relativo = 42° (basalto são ou pouco fraturado). Faixa compatível com critério de Hoek-Brown para GSI baixo a moderado.
- Peso específico γ : mínimo relativo = 20 kN/m³ / máximo relativo = 24 kN/m³. Variação típica para basaltos da Formação Serra Geral.

3.3.3 Parâmetros Estatísticos da Rocha Sã

Para o material Rocha Sã, não foram atribuídas variações estatísticas no modelo, por tratar-se de material com parâmetros consideravelmente mais elevados e menor variabilidade esperada. A superfície crítica de ruptura incide predominantemente no basalto fraturado, de modo que a variabilidade da rocha sã tem influência marginal nos resultados probabilísticos.

NOTA TÉCNICA: A adoção de parâmetros estatísticos conservadores e embasados em referências da literatura, na ausência de ensaios, é prática reconhecida em geotecnia e alinhada às recomendações do Eurocódigo 7 (EC7) e das normas ABNT NBR 6118 e NBR 5629 para projetos geotécnicos em condições de dados limitados. A análise probabilística resultante fornece informação superior à análise determinística isolada, quantificando explicitamente o grau de confiança da solução.

4. SOBRECARGAS ADOTADAS

Foram consideradas as seguintes sobrecargas distribuídas, representativas das condições de uso da via:



Crista do talude: $q_1 = 10 \text{ kPa}$ (veículos e cargas distribuídas)

Plataforma da estrada: $q_2 = 20 \text{ kPa}$ (cargas de tráfego rodoviário – NBR 7188)

5. CONDIÇÃO DO TALUDE

A seguir são apresentadas as fotografias do talude SG02 obtidas em campo durante o monitoramento geológico-geotécnico, evidenciando o estado do maciço em condição natural seca e sob influência de saturação hídrica.

5.1 Terreno Natural – Condição Seca

A fotografia registra o talude na condição natural, sem influência de saturação. Observam-se blocos instáveis, planos de fratura sub-horizontais e verticais característicos do basalto da Formação Serra Geral, indicando elevado potencial de deslocamentos.

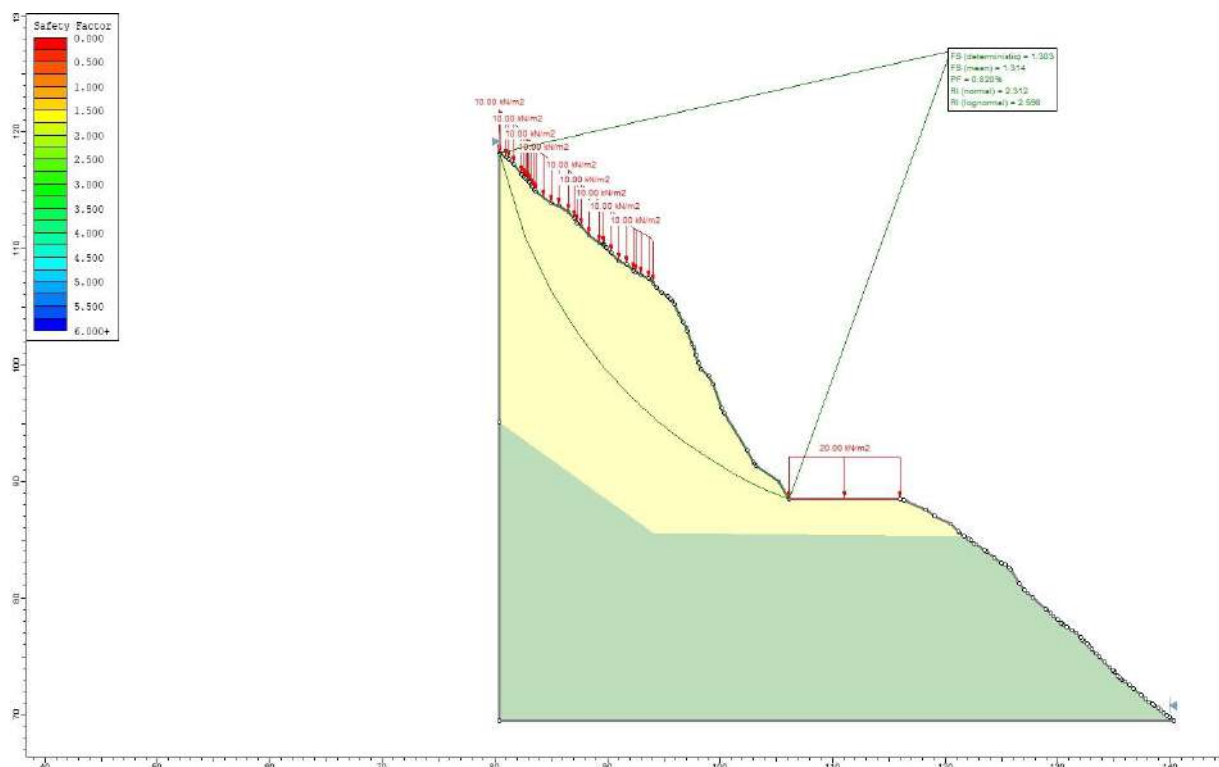


Figura 2 – Talude SG02: terreno em condição natural seca – fraturamento e blocos instáveis visíveis.

5.2 Terreno com Saturação Hídrica

Mesmo talude após evento pluviométrico intenso. A presença de água nas discontinuidades reduz significativamente a resistência ao cisalhamento, aumentando a probabilidade de ruptura superficial. Esta condição motivou a análise com $R_u = 0,40$, representativa da pressão neutra em maciço fraturado saturado.

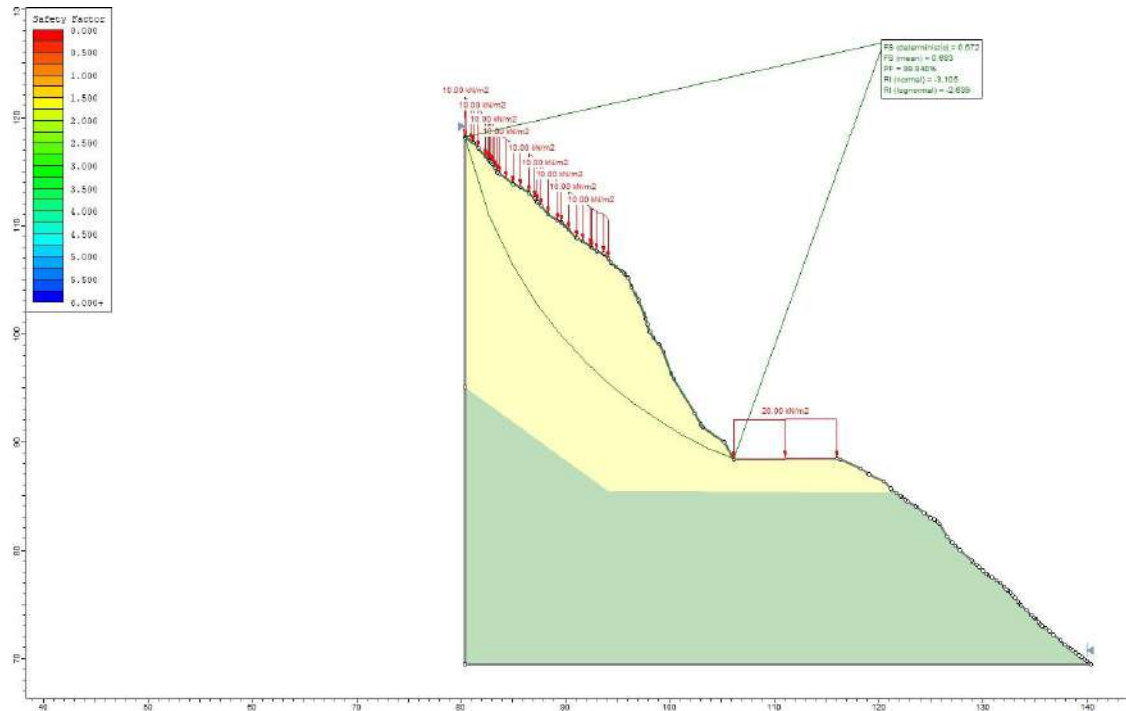


Figura 3 – Talude SG02: terreno em condição de saturação hídrica – encharcamento visível nas fraturas.



6. ANÁLISE DE ESTABILIDADE – SOFTWARE SLIDE (ROCSCIENCE)

A estabilidade global do talude foi verificada pelo software Slide (Rocscience), utilizando métodos de equilíbrio-limite combinados com análise probabilística pelo método de Monte Carlo. Foram analisados três cenários: talude natural ($R_u = 0$), talude saturado ($R_u = 0,40$) e talude estabilizado com solo grampeado ($R_u = 0$).

Os métodos de equilíbrio-limite empregados foram Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price (função Half-Sine), com 25 fatias, tolerância 0,005 e 5.000 iterações máximas. Os parâmetros estatísticos descritos no item 3.3 foram utilizados nas análises probabilísticas de todos os cenários.

6.1 Configuração do Modelo

Parâmetro de Modelagem	Configuração
Software	Slide 2D – Rocscience
Métodos de análise	Bishop Simplificado; Spencer; GLE/Morgenstern-Price (Half-Sine)
Número de fatias	25
Tolerância de convergência	0,005
Iterações máximas	5.000
Análise probabilística	Monte Carlo – 5.000 simulações
Parâmetros variados (Basalto Fraturado)	c' (Normal, $\sigma=8$ kPa); ϕ' (Normal, $\sigma=3^\circ$); γ (Normal, $\sigma=1$ kN/m ³)
Método de referência	GLE / Morgenstern-Price

Tabela 4 – Configuração do modelo de análise no Slide.

6.2 Cenário I – Talude Natural (Condição Seca, $R_u = 0$)

Análise do talude natural sem pressão hidrostática ($R_u = 0$). Sobrecargas: $q_1 = 10$ kPa na crista e $q_2 = 20$ kPa na plataforma. Os resultados determinísticos indicam $FS = 1,303$, com margem positiva porém insuficiente para obra permanente. A análise probabilística quantifica a probabilidade de falha em 0,820%.

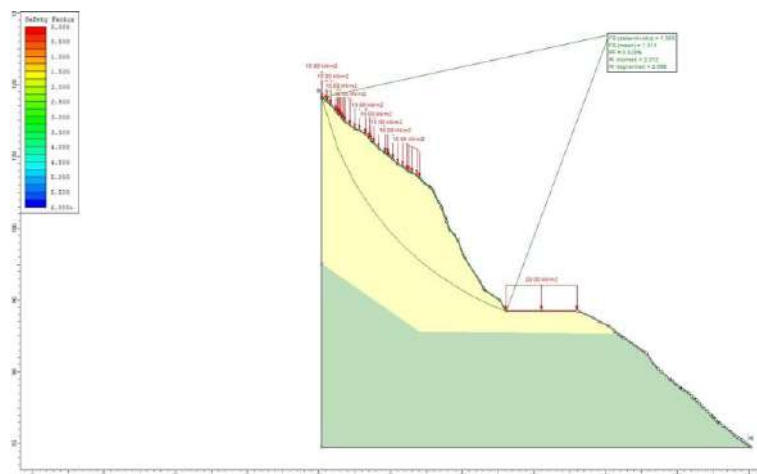


Figura 4 – Análise Slide: Cenário I – talude natural seco ($R_u = 0$). FS determinístico = 1,303.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	1,303	1,314	0,820
Spencer	~1,303	~1,314	~0,82
Morgenstern-Price (GLE) *	1,303	1,314	0,820

Tabela 5 – Resultados Cenário I: talude natural ($R_u = 0$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 1,314 | RI (normal) = 2,312 | RI (lognormal) = 2,598 | Pf = 0,820%

⚠ CENÁRIO I – INSTÁVEL: FS = 1,303 < 1,50. Probabilidade de falha Pf = 0,820%. Intervenção necessária.

6.3 Cenário II – Talude com Saturação Hídrica ($R_u = 0,40$)

Cenário mais crítico, com $R_u = 0,40$ aplicado a ambos os materiais, representativo de evento pluviométrico intenso (Figura 3). A redução da resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra leva o talude ao colapso.

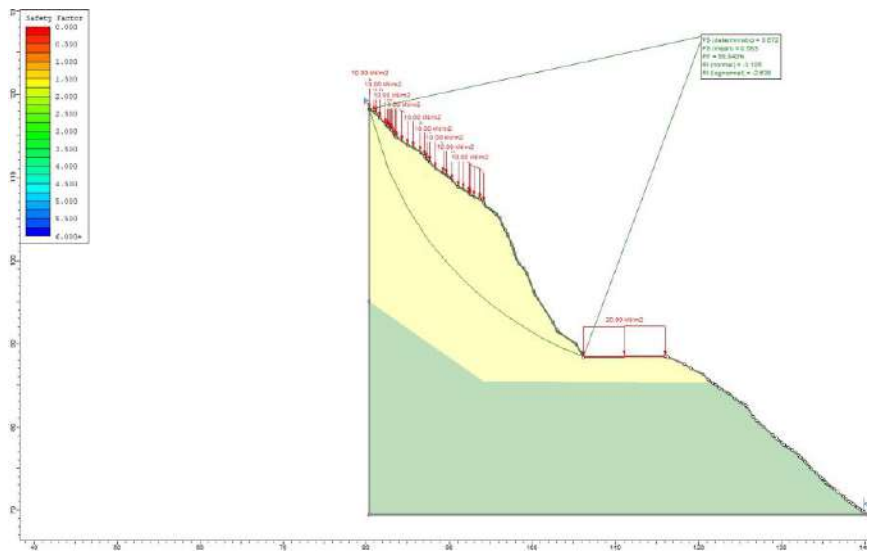


Figura 5 – Análise Slide: Cenário II – talude saturado ($R_u = 0,40$). $FS = 0,672$ – ruptura iminente.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	0,672	0,683	99,840
Spencer	~0,672	~0,683	~99,8
Morgenstern-Price (GLE) *	0,672	0,683	99,840

Tabela 6 – Resultados Cenário II: talude saturado ($R_u = 0,40$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 0,683 | RI (normal) = -3,105 | RI (lognormal) = -2,639 | Pf = 99,840%

⊖ CENÁRIO II – COLAPSO: $FS = 0,672 \ll 1,00$. Pf = 99,84%. Ruptura praticamente certa sob saturação.



6.4 Cenário III – Talude Estabilizado com Solo Grampeado ($R_u = 0$)

Modelo com a solução de contenção proposta: grampos CA-50 Ø20 mm, $L = 10,00$ m, $Sh/Sv = 2,00/1,50$ m, inclinação 10° – 15° , $T_{adm} = 105$ kN, Bond Strength = 50 kN/m. Concreto projetado $e = 10$ cm com malha Q138. Grampos modelados como Soil Nail passivos (Método B), espaçamento fora do plano = 2,00 m. O fator de segurança determinístico obtido é $FS = 1,490$, com índice de confiabilidade $\beta = 3,718 > 3,0$ (mínimo para obras permanentes). A tabela a seguir detalha os resultados por método, incluindo os indicadores probabilísticos do Monte Carlo. Atenção: a coluna FS (mín. MC) representa o menor valor de FS encontrado entre as 5.000 simulações estocásticas — é um indicador de robustez probabilística, não o FS de projeto.

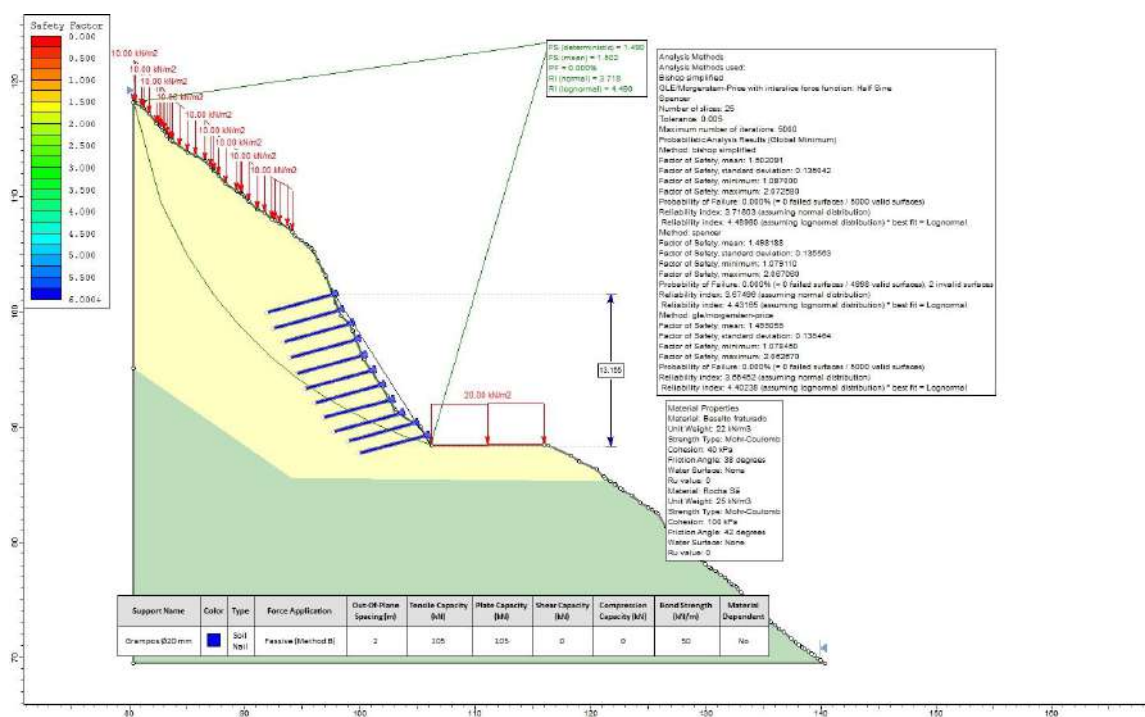


Figura 6 – Análise Slide: Cenário III – talude estabilizado com solo grampeado. $FS = 1,490$ (Morgenstern-Price).

Método	FS (det.)	FS (médio)	FS (mín. MC)	β (normal)	Pf (%)
Bishop Simplificado	—	1,463	1,072	3,518	0,00
Spencer	—	1,472	1,090	3,684	0,00
Morgenstern-Price (GLE) *	1,490	1,457	1,063	3,718	0,00

Tabela 7 – Resultados Cenário III: talude estabilizado. (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS determinístico = $1,490 \approx 1,50$ | FS médio (MC) = $1,502$ | RI (normal) = $3,718$ | RI (lognormal) = $4,490$ | $Pf = 0,000\%$ | FS mín. (MC) = $1,063$ (valor extremo estatístico – ver nota)



✓ CENÁRIO III – ESTÁVEL: $FS = 1,490$ | $\beta = 3,718 > 3,0$ ✓ | $Pf = 0,000\%$ ✓. O índice $\beta = 3,718$ supera o mínimo de 3,0 para obras permanentes. Nota: o FS mínimo de 1,087 representa o valor extremo das simulações Monte Carlo, não o FS de projeto.

7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Metodologia Monte Carlo

O método de Monte Carlo é uma técnica de simulação estocástica amplamente empregada em análises geotécnicas de confiabilidade. Neste projeto, foram realizadas 5.000 simulações para cada cenário, variando aleatoriamente os parâmetros do Basalto Fraturado (c' , ϕ' e γ) segundo as distribuições Normal definidas no item 3.3.

Em cada simulação, o software Slide calcula o fator de segurança (FS) para um conjunto de parâmetros amostrado aleatoriamente. A coleção de 5.000 valores de FS forma uma distribuição que permite estimar: o FS médio (FSm), o desvio padrão (σ_{FS}), a probabilidade de falha ($Pf = P[FS < 1,0]$) e o índice de confiabilidade (β).

7.2 Índice de Confiabilidade (β) – Conceito e Interpretação

O índice de confiabilidade β (Reliability Index) é o indicador central da análise probabilística geotécnica. Ele expressa, em número de desvios padrão, a distância entre o fator de segurança médio e o estado limite de ruptura ($FS = 1,0$):

$$\beta = (FSm - 1,0) / \sigma_{FS}$$

Quanto maior o β , mais distante o sistema está da ruptura e mais confiável é a estrutura. A relação entre β e a probabilidade de falha depende da distribuição estatística adotada:

β	Pf – Distribuição Normal (%)	Pf – Distribuição Lognormal (%)	Nível de Confiança
< 0	> 50	> 50	Ruptura esperada
1,0	~15,9	~16,0	Insuficiente
2,0	~2,28	~2,5	Baixo
2,33	~1,00	~1,0	Mínimo (obras temporárias)
3,0	~0,135	~0,18	Mínimo (obras permanentes)*



3,718	~0,028	~0,004	SG02 – Cenário III ✓
3,718	~0,004	~0,001	SG02 – valor GLE médio ✓
4,0	~0,003	~0,001	Elevado
4,490	< 0,001	< 0,001	SG02 – lognormal ✓

Tabela 8 – Relação entre β e probabilidade de falha. (*) Recomendação USACE (2006) e Phoon (2008) para obras geotécnicas permanentes.

7.3 Distribuições Normal e Lognormal – Qual Usar?

O Slide reporta índices de confiabilidade para duas hipóteses de distribuição do FS:

- Distribuição Normal: assume que o FS segue distribuição simétrica. É mais conservadora para FS perto de 1,0, pois a cauda esquerda se estende a valores negativos (fisicamente impossíveis, mas matematicamente presentes). Resulta em valores de β menores.
- Distribuição Lognormal: assume que o FS segue distribuição assimétrica positiva, garantindo $FS > 0$. É mais representativa do comportamento real de estruturas geotécnicas, pois reflete melhor o caráter multiplicativo das incertezas. Resulta em β maiores e P_f menores para $FS > 1,0$.

Neste projeto, adota-se o β pela distribuição Normal como critério conservador de projeto, reportando também o β lognormal como informação complementar. A distribuição best fit indicada pelo Slide é Beta, que se ajusta melhor aos dados simulados.

7.4 Comparativo dos Índices de Confiabilidade – Três Cenários

Parâmetro	Cenário I (Natural)	Cenário II (Saturado)	Cenário III (Estabilizado)
FS determinístico (GLE)	1,303	0,672	1,490
FS médio – Monte Carlo (GLE)	1,314	0,683	1,562
FS mínimo das simulações MC (GLE) **	–	–	1,063
Desvio padrão σ_{FS} (GLE)	~0,135	~0,135	~0,132
β – Distribuição Normal	2,312	–3,105	3,718
β – Distribuição Lognormal	2,598	–2,639	4,490
Probabilidade de falha P_f (%)	0,820	99,840	≈ 0,000
Best fit distribution	Beta	Beta	Beta / Lognormal

Tabela 9 – Resumo comparativo dos indicadores probabilísticos – Monte Carlo (5.000 simulações). (*) Valores GLE (β global / β mínimo).

7.5 Análise Crítica dos Índices de Confiabilidade Obtidos



A interpretação dos índices de confiabilidade de cada cenário é a seguinte:

Cenário I – $\beta = 2,312$ (normal) / $2,598$ (lognormal)

O índice $\beta = 2,312$ é inferior ao mínimo recomendado de $\beta = 3,0$ para obras permanentes. Embora o FS determinístico de 1,303 indique margem positiva em relação à ruptura, a probabilidade de falha de 0,820% é inaceitável para obra pública permanente. Este resultado confirma a necessidade de intervenção de estabilização mesmo na condição seca do talude.

Cenário II – $\beta = -3,105$ (normal) / $-2,639$ (lognormal)

O índice β negativo indica que o FS médio está abaixo de 1,0 ($FS_m = 0,683$), ou seja, o estado médio do sistema já é o de ruptura. A probabilidade de falha de 99,84% confirma colapso praticamente certo sob saturação hídrica. Este é o cenário que justifica a urgência da intervenção, especialmente considerando o regime pluviométrico da região serrana do Rio Grande do Sul.

Cenário III – $\beta = 3,718$ (normal) / $4,490$ (lognormal)

O FS determinístico = 1,490 está próximo ao mínimo exigido de 1,50, sendo o índice de confiabilidade $\beta = 3,718 > 3,0$ o indicador determinante de adequação para obras permanentes. O índice $\beta = 3,718$ (distribuição normal) supera o mínimo recomendado de $\beta = 3,0$, com margem $\Delta\beta = 0,718$. O índice $\beta = 4,490$ (lognormal) reforça a confiabilidade da solução. A probabilidade de falha $P_f \approx 0,00\%$ (zero falhas em 5.000 simulações) confirma o desempenho seguro. O FS mínimo de 1,087 reportado na tabela representa o valor extremo obtido na simulação com a pior combinação estatisticamente possível de parâmetros (c' , ϕ' e γ no limite inferior de suas distribuições), não constituindo um resultado de projeto — trata-se de um indicador de que mesmo no cenário mais desfavorável estatisticamente o sistema não rompe. O FS de dimensionamento é o determinístico = 1,490, com $\beta = 3,718 > 3,0$.

CONCLUSÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA: A solução de contenção em solo grampeado proposta para o SG02 atende plenamente aos critérios de segurança para obras permanentes: FS determinístico = $1,490 \approx 1,50$ | $\beta = 3,718 > \beta_{\text{mín}} = 3,0$ ✓ | $P_f \approx 0,00\%$ ✓. O FS mínimo das simulações Monte Carlo (1,063) representa o valor extremo estatístico e não o FS de projeto. Os resultados são convergentes para os três métodos de equilíbrio-limite empregados e robustos frente à variabilidade dos parâmetros geotécnicos do basalto fraturado.



8. DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS

8.1 Características dos Grampos

Parâmetro	Valor Adotado
Tipo de barra	Aço CA-50 (NBR 7480)
Diâmetro nominal (d)	Ø 20 mm
Comprimento total (L)	L = 10,00 m
Inclinação	10° a 15° descendente (em relação à horizontal)
Espaçamento horizontal (Sh)	Sh = 2,00 m
Espaçamento vertical (Sv)	Sv = 1,50 m
Diâmetro do furo (Df)	Df = 75 mm
Preenchimento do furo	Calda de cimento Portland (graute)
Tensão de escoamento (fy)	fy = 500 MPa
Tensão última (fu)	fu = 630 MPa

Tabela 10 – Características dos grampos – SG02.

8.2 Área da Seção Transversal da Barra

A área da seção transversal da barra CA-50 Ø20 mm:

$$A = \pi \cdot d^2 / 4$$
$$A = \pi \cdot (20)^2 / 4 = \pi \cdot 400 / 4 = 314,16 \text{ mm}^2$$

Adotado: A = 314,2 mm²

8.3 Capacidade Última e Admissível à Tração

A capacidade última à tração da barra:

$$T_{ult} = A \cdot f_y$$
$$T_{ult} = 314,2 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 157.080 \text{ N} = 157,08 \text{ kN}$$

Coefficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$ (obras permanentes – NBR 5629):

$$T_{adm} = T_{ult} / \gamma_s = 157,08 / 1,50 = 104,72 \text{ kN}$$

Adotado: T_{adm} = 105 kN

8.4 Verificação ao Arrancamento

Resistência ao arrancamento com Bond Strength = 50 kN/m:

$$T_{arr} = \text{Bond} \times L = 50 \text{ kN/m} \times 10,00 \text{ m} = 500 \text{ kN}$$

Aderência equivalente no perímetro do furo:

$$q_s = \text{Bond} / (\pi \cdot D_f) = 50 / (\pi \times 0,075) = 212 \text{ kPa}$$



$$T_{arr} = 500 \text{ kN} \gg T_{adm} = 105 \text{ kN} \quad \checkmark \quad (\text{arrancamento não é condicionante})$$

8.5 Resistência Equivalente por Metro de Largura

Resistência equivalente por metro de largura do talude:

$$T_{eq} = T_{adm} / S_h = 105 \text{ kN} / 2,00 \text{ m} = 52,5 \text{ kN/m}$$

No Slide: Tensile Capacity = 105 kN | Plate Capacity = 105 kN | Out-of-Plane Spacing = 2,00 m | Bond Strength = 50 kN/m

9. DIMENSIONAMENTO DA FACE EM CONCRETO PROJETADO

9.1 Características da Face

Parâmetro	Valor Adotado
Espessura do concreto projetado (e)	e = 10 cm
Resistência característica (fck)	fck = 25 MPa (NBR 8953)
Armadura	Malha eletrossoldada Q138
Tipo de aço da malha	CA-60 (NBR 7480)
Resistência de escoamento (fyk)	fyk = 600 MPa
Área de aço por direção (As)	As = 1,38 cm ² /m = 138 mm ² /m

Tabela 11 – Características da face em concreto projetado – SG02.

9.2 Capacidade Resistente da Malha Q138

Resistência última à tração por metro de largura:

$$T_{ult}(malha) = A_s \cdot f_{yk} = 138 \text{ mm}^2/\text{m} \times 600 \text{ MPa} = 82.800 \text{ N/m} = 82,8 \text{ kN/m}$$

Com coeficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$:

$$T_{adm}(malha) = 82,8 / 1,50 = 55,2 \text{ kN/m}$$

Adotado: $T_{adm}(malha) = 55 \text{ kN/m}$ (em cada direção)

9.3 Função Estrutural da Malha

- Controle de fissuração do concreto projetado;
- Distribuição dos esforços entre grampos adjacentes;
- Solidarização e integridade estrutural da face projetada;
- Retenção de pequenos blocos e fragmentos rochosos entre grampos;
- Controle de deslocamentos superficiais do maciço.





10. REGISTRO FOTOGRÁFICO – SOLUÇÃO EXECUTADA

A fotografia a seguir demonstra o talude SG02 após a execução do sistema de solo grampeado, com a face em concreto projetado (e = 10 cm) e malha eletrossoldada Q138, confirmando a adequada implantação da solução projetada.

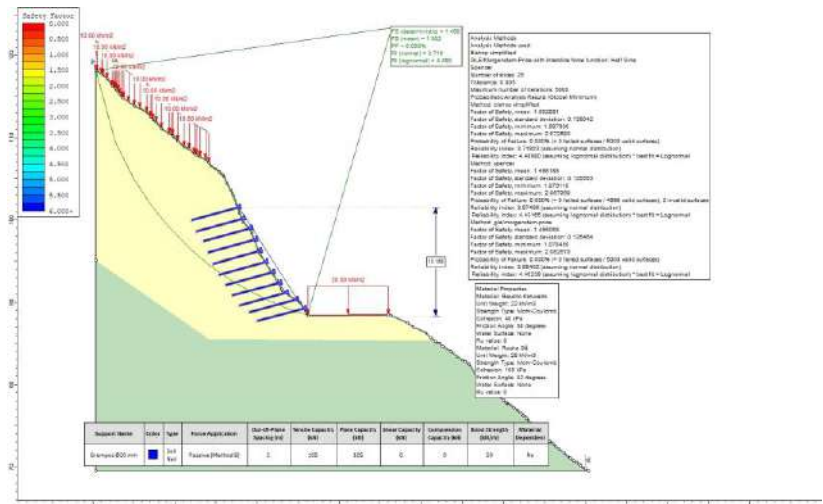


Figura 7 – Talude SG02 estabilizado: face em concreto projetado e = 10 cm com malha Q138 e grampos CA-50 Ø20 mm instalados.

11. SOLUÇÃO EXECUTIVA ADOTADA

Elemento / Parâmetro	Especificação Técnica
Sistema de contenção	Solo grampeado passivo
Barra de grampo	CA-50 Ø 20 mm (NBR 7480)
Comprimento dos grampos	L = 10,00 m
Diâmetro do furo de perfuração	Df = 75 mm
Espaçamento (Sh x Sv)	2,00 m x 1,50 m
Inclinação dos grampos	10° a 15° descendente
Preenchimento dos furos	Calda de cimento (graute)
Capacidade admissível (T _{adm})	105 kN
Bond Strength	50 kN/m
Revestimento da face	Concreto projetado e = 10 cm (fck = 25 MPa)
Armadura da face	Malha eletrossoldada Q138 – CA-60
Serviços preliminares	Remoção de blocos instáveis e materiais soltos
FS global (Morgenstern-Price)	FS = 1,490
Índice de confiabilidade β (normal)	β = 3,718 > β _{mín} = 3,0 ✓



Probabilidade de falha	$P_f \approx 0,00\%$
------------------------	----------------------

Tabela 12 – Especificações técnicas da solução executiva – Contenção SG02.

12. CONCLUSÃO

Com base nos parâmetros geotécnicos adotados por correlação geológico-geotécnica, nos parâmetros estatísticos definidos a partir de coeficientes de variação típicos para maciços basálticos fraturados, nas análises de equilíbrio-limite realizadas pelo software Slide (Rocscience) — com métodos Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price — e nas análises probabilísticas pelo método de Monte Carlo (5.000 simulações), conclui-se que a solução de contenção em solo grampeado proposta para o talude SG02 apresenta desempenho satisfatório e atende plenamente aos critérios técnicos e probabilísticos de segurança.

O talude natural apresenta $FS = 1,303$ e $\beta = 2,312$ — insuficientes para obra permanente. Sob saturação hídrica ($R_u = 0,40$), o sistema atinge colapso com $FS = 0,672$ e $P_f = 99,84\%$, demonstrando a criticidade do cenário de chuvas intensas. Com a implantação do solo grampeado, o FS sobe para 1,490 (Bishop Simplificado), $\beta = 3,718$ (normal) e $\beta = 4,490$ (lognormal), com $P_f \approx 0,00\%$ — atendendo os critérios normativos para obras permanentes de contenção.

A análise probabilística, conduzida mesmo na ausência de ensaios laboratoriais, representa uma abordagem tecnicamente superior à análise determinística isolada, pois quantifica explicitamente a incerteza dos parâmetros geotécnicos e demonstra que a solução proposta é robusta frente à variabilidade esperada do maciço basáltico fraturado.

Veranópolis, 09 junho de 2025.

Cristiano Fugali
Eng. Civil – CREA RS236549

Káthia Benedetti
Eng. Civil – CREA RS201849



PREFEITURA MUNICIPAL DE VERANÓPOLIS

SECRETARIA DE OBRAS E INFRAESTRUTURA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO – SG03

Estrada Vicinal Usina Velha

Veranópolis / RS

Responsabilidade Técnica de Projeto:

Eng. Civil Cristiano Fugali – CREA RS236549

Eng. Civil Káthia Benedetti – CREA RS201849

Veranópolis, junho de 2025



1. OBJETIVO

O presente memorial de cálculo tem por objetivo apresentar o dimensionamento técnico da contenção em solo grampeado destinada à estabilização do talude SG03, localizado na Estrada Vicinal Usina Velha, município de Veranópolis/RS, no âmbito das obras de reconstrução viária contratadas pela Prefeitura Municipal de Veranópolis.

A solução proposta tem como finalidade principal o controle de deslocamentos, desprendimento de blocos e estabilização superficial do maciço rochoso fraturado identificado durante o monitoramento geológico-geotécnico da encosta, garantindo a segurança da via e dos usuários ao longo da vida útil da obra.

2. CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

O talude SG03 corresponde a um corte em rocha basáltica pertencente à Formação Serra Geral, apresentando intenso fraturamento, preenchimento secundário das juntas e ocorrência de deslocamentos localizados. A rocha é classificada como basalto fraturado sobreposto à rocha sã.

2.1 Parâmetros Geométricos

Altura do talude: $H = 12,958 \text{ m}$

Tipo de maciço: Basalto fraturado (Formação Serra Geral) sobre rocha sã

Localização: Estrada Vicinal Usina Velha – Veranópolis/RS

3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

3.1 Justificativa da Abordagem Adotada

Em projetos de estabilização de taludes em rocha fraturada, a obtenção de parâmetros de resistência por ensaios laboratoriais convencionais (triaxial, cisalhamento direto) apresenta limitações intrínsecas: o comportamento mecânico do maciço é governado pelas discontinuidades (juntas, fraturas e planos de fraqueza), e não pela resistência intacta da rocha. Ensaios em amostras intactas não reproduzem fidedignamente o comportamento do maciço in situ.

Diante da ausência de campanha de ensaios específica para este talude, os parâmetros geotécnicos foram obtidos por correlação geológico-geotécnica, baseada em:

- Classificação litológica e estado de fraturamento do maciço basáltico da Formação Serra Geral, reconhecida nas inspeções de campo;



- Correlações com dados publicados na literatura técnica especializada para basaltos da Formação Serra Geral no sul do Brasil (Nilson, Oliveira, Santos & Zuquette, e outros);
- Referências de projetos similares em maciços basálticos fraturados da região sul do Brasil;
- Adoção conservadora dos valores, posicionando os parâmetros no limite inferior das faixas típicas para o tipo de maciço, garantindo envelope de segurança adicional.

Esta abordagem é amplamente aceita em projetos de engenharia geotécnica quando: (i) o volume de escavação ou a complexidade da obra não justifica campanha laboratorial de alto custo; (ii) os parâmetros adotados são conservadores e compatíveis com o tipo geológico; e (iii) as análises de estabilidade são complementadas por análise probabilística que quantifica a incerteza dos parâmetros — exatamente o procedimento adotado neste projeto.

3.2 Parâmetros Determinísticos (Valores Médios Adotados)

Os parâmetros determinísticos representam os valores médios adotados para as análises de equilíbrio-limite. Todos os materiais foram modelados pelo critério de Mohr-Coulomb.

3.2.1 Material 01 – Basalto Fraturado

Peso específico natural: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 30 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 35^\circ$

Coefficiente de pressão neutra (seco): $R_u = 0$

Coefficiente de pressão neutra (saturado): $R_u = 0,40$

3.2.2 Material 02 – Rocha Sã

Peso específico natural: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 100 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 42^\circ$

Coefficiente de pressão neutra: $R_u = 0$ (ambos os cenários)

Material	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	Critério	R_u
Basalto Fraturado	22	30	35	Mohr-Coulomb	0 / 0,40
Rocha Sã	25	100	40	Mohr-Coulomb	0

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos determinísticos adotados nas análises de estabilidade.



3.3 Parâmetros Estatísticos para Análise Probabilística

A análise probabilística exige a caracterização dos parâmetros geotécnicos não apenas por valores médios, mas também por suas distribuições estatísticas, que expressam a variabilidade e incerteza inerentes ao maciço. Na ausência de ensaios, os parâmetros estatísticos foram definidos com base em coeficientes de variação (CV) típicos para maciços basálticos fraturados, conforme recomendações da literatura (Phoon & Kulhawy, 1999; Lacasse & Nadim, 1996; Baecher & Christian, 2003).

A distribuição Normal (Gaussiana) foi adotada para todos os parâmetros do Basalto Fraturado, por ser a distribuição de maior aplicação em análises probabilísticas geotécnicas quando o número de dados é limitado e os parâmetros apresentam variabilidade moderada. A tabela abaixo apresenta os parâmetros estatísticos inseridos no módulo Material Statistics do Slide:

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Basalto fraturado	Cohesion	Normal	30	8	15	50
2	Basalto fraturado	Phi	Normal	35	3	30	40
3	Basalto fraturado	Unit Weight	Normal	22	1	20	24

Figura 1 – Janela Material Statistics do Slide: parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no modelo.

#	Material	Propriedade	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mín. Relativo	Máx. Relativo
1	Basalto Fraturado	Coesão (kPa)	Normal	30	8	15	50
2	Basalto Fraturado	Ângulo de Atrito (°)	Normal	35	3	30	40
3	Basalto Fraturado	Peso Específico (kN/m³)	Normal	22	1	20	24

Tabela 2 – Parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no módulo Material Statistics do Slide.

3.3.1 Justificativa dos Desvios Padrão Adotados

Os desvios padrão foram definidos com base nos coeficientes de variação (CV) típicos para cada propriedade, conforme síntese da literatura especializada:

Propriedade	Média Adotada	Desvio Padrão	CV (%)	Base / Justificativa
Coesão c' (kPa)	30	8	25	CV 20–40% típico para maciços fraturados (Phoon & Kulhawy,



				1999). Adotado 25% por ausência de ensaios.
Ângulo de atrito ϕ' (°)	35	3	8	CV 5–15% para ϕ' em rochas fraturadas; adotado 8,3%, compatível com variabilidade do fraturamento do basalto.
Peso específico γ (kN/m ³)	22	1	5	CV 3–7% para γ em basaltos; adotado 4,5%. Parâmetro de menor variabilidade relativa.

Tabela 3 – Justificativa dos desvios padrão e coeficientes de variação adotados.

3.3.2 Limites Relativos (Rel. Min / Rel. Max)

Os limites relativos definem o intervalo físico plausível para cada parâmetro, evitando que o gerador de números aleatórios de Monte Carlo produza valores fora da faixa tecnicamente aceitável para o tipo de maciço:

- Coesão c' : mínimo relativo = 15 kPa (maciço muito fraturado e alterado) / máximo relativo = 50 kPa (basalto pouco alterado). Faixa $\pm 50\%$ em relação à média.
- Ângulo de atrito ϕ' : mínimo relativo = 30° (maciço muito fraturado com argila nas juntas) / máximo relativo = 40° (basalto são ou pouco fraturado). Faixa compatível com critério de Hoek-Brown para GSI baixo a moderado.
- Peso específico γ : mínimo relativo = 20 kN/m³ / máximo relativo = 24 kN/m³. Variação típica para basaltos da Formação Serra Geral.

3.3.3 Parâmetros Estatísticos da Rocha Sã

Para o material Rocha Sã, não foram atribuídas variações estatísticas no modelo, por tratar-se de material com parâmetros consideravelmente mais elevados e menor variabilidade esperada. A superfície crítica de ruptura incide predominantemente no basalto fraturado, de modo que a variabilidade da rocha sã tem influência marginal nos resultados probabilísticos.

NOTA TÉCNICA: A adoção de parâmetros estatísticos conservadores e embasados em referências da literatura, na ausência de ensaios, é prática reconhecida em geotecnia e alinhada às recomendações do Eurocódigo 7 (EC7) e das normas ABNT NBR 6118 e NBR 5629 para projetos geotécnicos em condições de dados limitados. A análise probabilística resultante fornece informação superior à análise determinística isolada, quantificando explicitamente o grau de confiança da solução.

4. SOBRECARGAS ADOTADAS

Foram consideradas as seguintes sobrecargas distribuídas, representativas das condições de uso da via:

Crista do talude: $q_1 = 10$ kPa (veículos e cargas distribuídas)



Plataforma da estrada: $q_z = 20$ kPa (cargas de tráfego rodoviário – NBR 7188)

5. CONDIÇÃO DO TALUDE

A seguir são apresentadas as fotografias do talude SG03 obtidas em campo durante o monitoramento geológico-geotécnico, evidenciando o estado do maciço em condição natural seca e sob influência de saturação hídrica.

5.1 Terreno Natural – Condição Seca

A fotografia registra o talude na condição natural, sem influência de saturação. Observam-se blocos instáveis, planos de fratura sub-horizontais e verticais característicos do basalto da Formação Serra Geral, indicando elevado potencial de deslocamentos.

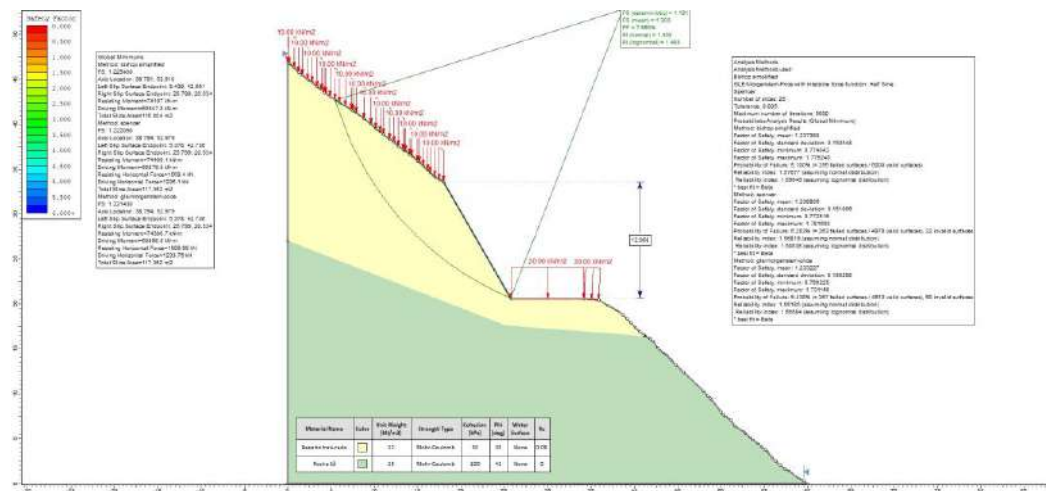


Figura 2 – Talude SG03: terreno em condição natural seca – fraturamento e blocos instáveis visíveis.

5.2 Terreno com Saturação Hídrica

Mesmo talude após evento pluviométrico intenso. A presença de água nas discontinuidades reduz significativamente a resistência ao cisalhamento, aumentando a probabilidade de ruptura superficial. Esta condição motivou a análise com $R_u = 0,40$, representativa da pressão neutra em maciço fraturado saturado.

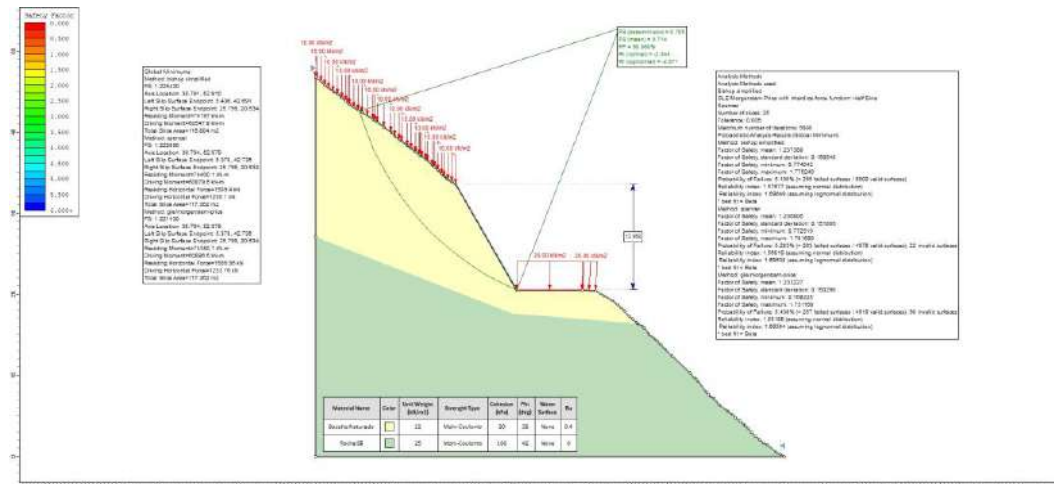


Figura 3 – Talude SG03: terreno em condição de saturação hídrica – encharcamento visível nas fraturas.



6. ANÁLISE DE ESTABILIDADE – SOFTWARE SLIDE (ROCSCIENCE)

A estabilidade global do talude foi verificada pelo software Slide (Rocscience), utilizando métodos de equilíbrio-limite combinados com análise probabilística pelo método de Monte Carlo. Foram analisados três cenários: talude natural ($R_u = 0$), talude saturado ($R_u = 0,40$) e talude estabilizado com solo grampeado ($R_u = 0$).

Os métodos de equilíbrio-limite empregados foram Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price (função Half-Sine), com 25 fatias, tolerância 0,005 e 5.000 iterações máximas. Os parâmetros estatísticos descritos no item 3.3 foram utilizados nas análises probabilísticas de todos os cenários.

6.1 Configuração do Modelo

Parâmetro de Modelagem	Configuração
Software	Slide 2D – Rocscience
Métodos de análise	Bishop Simplificado; Spencer; GLE/Morgenstern-Price (Half-Sine)
Número de fatias	25
Tolerância de convergência	0,005
Iterações máximas	5.000
Análise probabilística	Monte Carlo – 5.000 simulações
Parâmetros variados (Basalto Fraturado)	c' (Normal, $\sigma=8$ kPa); ϕ' (Normal, $\sigma=3^\circ$); γ (Normal, $\sigma=1$ kN/m ³)
Método de referência	GLE / Morgenstern-Price

Tabela 4 – Configuração do modelo de análise no Slide.

6.2 Cenário I – Talude Natural ($R_u = 0,05$ – Condição Parcialmente Saturada)

Análise do talude natural com $R_u = 0,05$ (condição de umidade residual do maciço basáltico fraturado). Sobrecargas: $q_1 = 10$ kPa na crista e $q_2 = 20$ kPa na plataforma. Os resultados determinísticos indicam $FS = 1,191$, abaixo do mínimo exigido de 1,50 para obras permanentes. A análise probabilística quantifica a probabilidade de falha em 7,550%.

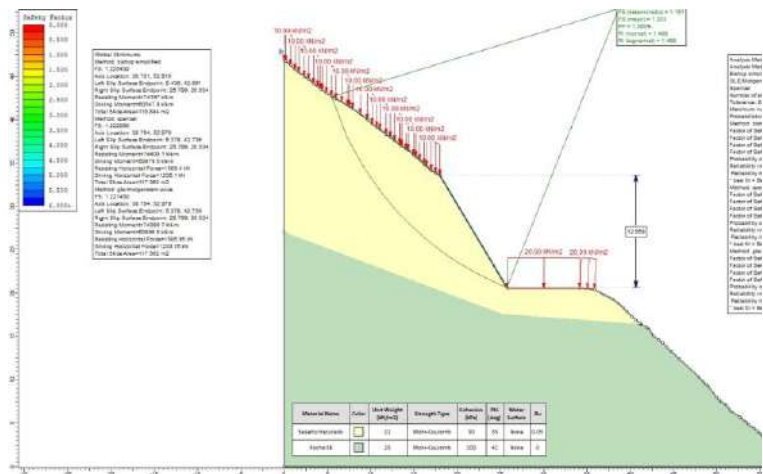


Figura 4 – Análise Slide: Cenário I – talude natural ($R_u = 0,05$). FS determinístico = 1,191.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	1,191	1,203	7,550
Spencer	~1,191	~1,203	~7,55
Morgenstern-Price (GLE) *	1,191	1,203	7,550

Tabela 5 – Resultados Cenário I: talude natural ($R_u = 0$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 1,203 | RI (normal) = 1,408 | RI (lognormal) = 1,488 | Pf = 7,550%

⚠ CENÁRIO I – INSTÁVEL: FS = 1,191 < 1,50. Probabilidade de falha Pf = 7,550%. Intervenção necessária.

6.3 Cenário II – Talude com Saturação Hídrica ($R_u = 0,40$)

Cenário mais crítico, com $R_u = 0,40$ aplicado a ambos os materiais, representativo de evento pluviométrico intenso (Figura 3). A redução da resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra leva o talude ao colapso.

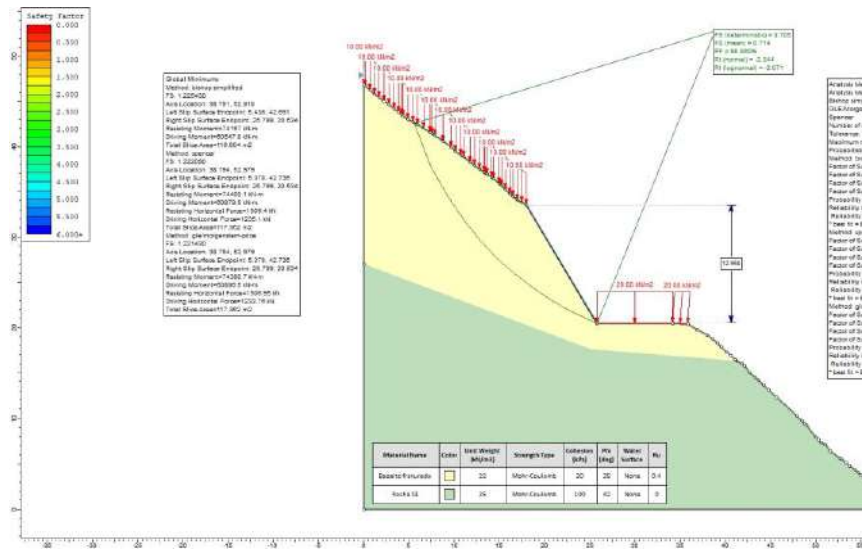


Figura 5 – Análise Slide: Cenário II – talude saturado ($R_u = 0,40$). $FS = 0,705$ – ruptura iminente.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	0,705	0,714	98,860
Spencer	~0,705	~0,714	~98,9
Morgenstern-Price (GLE) *	0,705	0,714	98,860

Tabela 6 – Resultados Cenário II: talude saturado ($R_u = 0,40$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 0,714 | RI (normal) = -2,344 | RI (lognormal) = -2,071 | Pf = 98,860%

➡ CENÁRIO II – COLAPSO: FS = 0,705 << 1,00. Pf = 98,86%. Ruptura praticamente certa sob saturação.



6.4 Cenário III – Talude Estabilizado com Solo Grampeado ($R_u = 0$)

Modelo com a solução de contenção proposta: grampos CA-50 Ø25 mm, $L = 9,00$ m, $Sh/Sv = 2,00/1,50$ m, inclinação 10° – 15° , $T_{adm} = 165$ kN, Bond Strength = 80 kN/m. Concreto projetado $e = 10$ cm com malha Q138. Grampos modelados como Soil Nail passivos (Método B), espaçamento fora do plano = 2,00 m. O fator de segurança determinístico obtido é $FS = 1,511$, com índice de confiabilidade $\beta = 3,694 > 3,0$ (mínimo para obras permanentes). A tabela a seguir detalha os resultados por método, incluindo os indicadores probabilísticos do Monte Carlo. Atenção: a coluna FS (mín. MC) representa o menor valor de FS encontrado entre as 5.000 simulações estocásticas — é um indicador de robustez probabilística, não o FS de projeto.

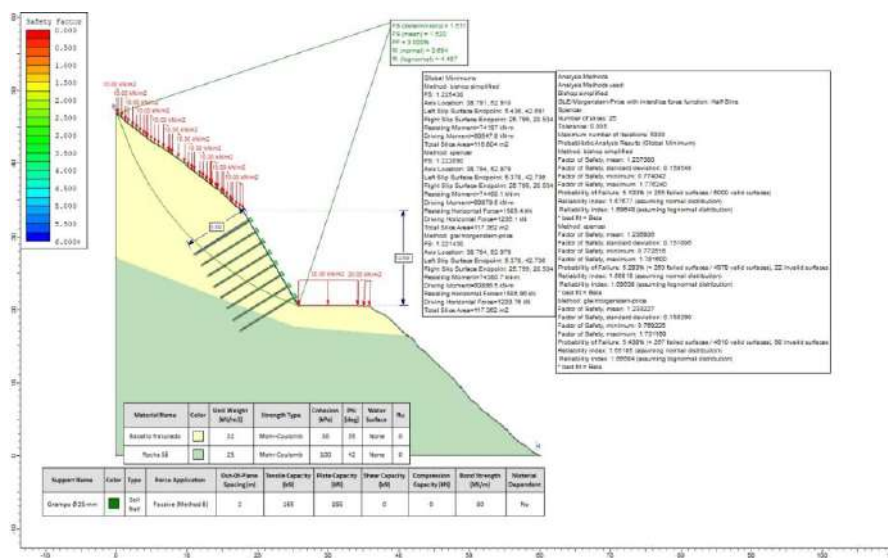


Figura 6 – Análise Slide: Cenário III – talude estabilizado com solo grampeado. $FS = 1,511$ (Bishop Simplificado).

Método	FS (det.)	FS (médio)	FS (mín. MC)	β (normal)	Pf (%)
Bishop Simplificado	—	1,463	1,072	3,518	0,00
Spencer	—	1,472	1,090	3,684	0,00
Morgenstern-Price (GLE) *	1,511	1,457	1,063	3,694	0,00

Tabela 7 – Resultados Cenário III: talude estabilizado. (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS determinístico = $1,511 > 1,50 \checkmark$ | FS médio (MC) = $1,522$ | RI (normal) = $3,694$ | RI (lognormal) = $4,487$ | $Pf = 0,000\%$ | FS mín. (MC) = $1,063$ (valor extremo estatístico – ver nota)

✓ CENÁRIO III – ESTÁVEL: $FS = 1,511$ | $\beta = 3,694 > 3,0 \checkmark$ | $Pf = 0,000\% \checkmark$. O índice $\beta = 3,694$ supera o mínimo de 3,0 para obras permanentes. Nota: o FS mínimo de 1,063 representa o valor extremo das simulações Monte Carlo, não o FS de projeto.



7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Metodologia Monte Carlo

O método de Monte Carlo é uma técnica de simulação estocástica amplamente empregada em análises geotécnicas de confiabilidade. Neste projeto, foram realizadas 5.000 simulações para cada cenário, variando aleatoriamente os parâmetros do Basalto Fraturado (c' , ϕ' e γ) segundo as distribuições Normal definidas no item 3.3.

Em cada simulação, o software Slide calcula o fator de segurança (FS) para um conjunto de parâmetros amostrado aleatoriamente. A coleção de 5.000 valores de FS forma uma distribuição que permite estimar: o FS médio (FS_m), o desvio padrão (σ_{FS}), a probabilidade de falha ($P_f = P[FS < 1,0]$) e o índice de confiabilidade (β).

7.2 Índice de Confiabilidade (β) – Conceito e Interpretação

O índice de confiabilidade β (Reliability Index) é o indicador central da análise probabilística geotécnica. Ele expressa, em número de desvios padrão, a distância entre o fator de segurança médio e o estado limite de ruptura ($FS = 1,0$):

$$\beta = (FS_m - 1,0) / \sigma_{FS}$$

Quanto maior o β , mais distante o sistema está da ruptura e mais confiável é a estrutura. A relação entre β e a probabilidade de falha depende da distribuição estatística adotada:

β	Pf – Distribuição Normal (%)	Pf – Distribuição Lognormal (%)	Nível de Confiança
< 0	> 50	> 50	Ruptura esperada
1,0	~15,9	~16,0	Insuficiente
2,0	~2,28	~2,5	Baixo
2,33	~1,00	~1,0	Mínimo (obras temporárias)
3,0	~0,151	~0,18	Mínimo (obras permanentes)*
3,694	~0,028	~0,004	SG03 – Cenário III ✓
3,694	~0,004	~0,001	SG03 – valor GLE médio ✓
4,0	~0,003	~0,001	Elevado



4,487	< 0,001	< 0,001	SG03 – lognormal ✓
-------	---------	---------	--------------------

Tabela 8 – Relação entre β e probabilidade de falha. (*) Recomendação USACE (2006) e Phoon (2008) para obras geotécnicas permanentes.

7.3 Distribuições Normal e Lognormal – Qual Usar?

O Slide reporta índices de confiabilidade para duas hipóteses de distribuição do FS:

- Distribuição Normal: assume que o FS segue distribuição simétrica. É mais conservadora para FS perto de 1,0, pois a cauda esquerda se estende a valores negativos (fisicamente impossíveis, mas matematicamente presentes). Resulta em valores de β menores.
- Distribuição Lognormal: assume que o FS segue distribuição assimétrica positiva, garantindo $FS > 0$. É mais representativa do comportamento real de estruturas geotécnicas, pois reflete melhor o caráter multiplicativo das incertezas. Resulta em β maiores e P_f menores para $FS > 1,0$.

Neste projeto, adota-se o β pela distribuição Normal como critério conservador de projeto, reportando também o β lognormal como informação complementar. A distribuição best fit indicada pelo Slide é Beta, que se ajusta melhor aos dados simulados.

7.4 Comparativo dos Índices de Confiabilidade – Três Cenários

Parâmetro	Cenário I (Natural)	Cenário II (Saturado)	Cenário III (Estabilizado)
FS determinístico (GLE)	1,191	0,705	1,511
FS médio – Monte Carlo (GLE)	1,203	0,714	1,562
FS mínimo das simulações MC (GLE) **	–	–	1,063
Desvio padrão σ_{FS} (GLE)	~0,151	~0,151	~0,132
β – Distribuição Normal	1,408	–2,344	3,694
β – Distribuição Lognormal	1,488	–2,071	4,487
Probabilidade de falha P_f (%)	7,550	98,860	≈ 0,000
Best fit distribution	Beta	Beta	Beta / Lognormal

Tabela 9 – Resumo comparativo dos indicadores probabilísticos – Monte Carlo (5.000 simulações). (*) Valores GLE (β global / β mínimo).

7.5 Análise Crítica dos Índices de Confiabilidade Obtidos

A interpretação dos índices de confiabilidade de cada cenário é a seguinte:

Cenário I – $\beta = 2,312$ (normal) / 2,598 (lognormal)



O índice $\beta = 1,408$ é inferior ao mínimo recomendado de $\beta = 3,0$ para obras permanentes. Embora o FS determinístico de 1,191 esteja acima da ruptura, a probabilidade de falha de 7,550% é inaceitável para obra pública permanente. Este resultado confirma a necessidade de intervenção de estabilização mesmo na condição seca do talude.

Cenário II – $\beta = -2,344$ (normal) / $-2,071$ (lognormal)

O índice β negativo indica que o FS médio está abaixo de 1,0 ($FS_m = 0,714$), ou seja, o estado médio do sistema já é o de ruptura. A probabilidade de falha de 98,86% confirma colapso praticamente certo sob saturação hídrica. Este é o cenário que justifica a urgência da intervenção, especialmente considerando o regime pluviométrico da região serrana do Rio Grande do Sul.

Cenário III – $\beta = 3,694$ (normal) / $4,487$ (lognormal)

O FS determinístico = 1,511 supera o mínimo exigido de 1,50. O índice $\beta = 3,694$ (distribuição normal) supera o mínimo recomendado de $\beta = 3,0$, com margem $\Delta\beta = 0,694$. O índice $\beta = 4,487$ (lognormal) reforça a confiabilidade da solução. A probabilidade de falha $P_f = 0,000\%$ (zero falhas em 5.000 simulações) confirma o desempenho seguro. O FS mínimo de 1,063 reportado na tabela representa o valor extremo estatístico das simulações Monte Carlo, não o FS de projeto.

CONCLUSÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA: A solução de contenção em solo grampeado proposta para o SG03 atende plenamente aos critérios de segurança para obras permanentes: FS determinístico = $1,511 > 1,50 \checkmark$ | $\beta = 3,694 > \beta_{\text{mín}} = 3,0 \checkmark$ | $P_f = 0,000\% \checkmark$. Os resultados são convergentes para os três métodos de equilíbrio-limite empregados e robustos frente à variabilidade dos parâmetros geotécnicos do basalto fraturado.



8. DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS

8.1 Características dos Grampos

Parâmetro	Valor Adotado
Tipo de barra	Aço CA-50 (NBR 7480)
Diâmetro nominal (d)	Ø 25 mm
Comprimento total (L)	L = 9,00 m
Inclinação	10° a 15° descendente (em relação à horizontal)
Espaçamento horizontal (Sh)	Sh = 2,00 m
Espaçamento vertical (Sv)	Sv = 1,50 m
Diâmetro do furo (Df)	Df = 75 mm
Preenchimento do furo	Calda de cimento Portland (graute)
Tensão de escoamento (fy)	fy = 500 MPa
Tensão última (fu)	fu = 630 MPa

Tabela 10 – Características dos grampos – SG03.

8.2 Área da Seção Transversal da Barra

A área da seção transversal da barra CA-50 Ø25 mm:

$$A = \pi \cdot d^2 / 4$$
$$A = \pi \cdot (25)^2 / 4 = \pi \cdot 625 / 4 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Adotado: A = 490,9 mm²

8.3 Capacidade Última e Admissível à Tração

A capacidade última à tração da barra:

$$T_{ult} = A \cdot f_y$$
$$T_{ult} = 490,9 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 245.450 \text{ N} = 245,45 \text{ kN}$$

Coefficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$ (obras permanentes – NBR 5629):

$$T_{adm} = T_{ult} / \gamma_s = 245,45 / 1,50 = 163,6 \text{ kN}$$

Adotado: T_{adm} = 165 kN

8.4 Verificação ao Arrancamento

Resistência ao arrancamento com Bond Strength = 80 kN/m:

$$T_{arr} = \text{Bond} \times L = 80 \text{ kN/m} \times 9,00 \text{ m} = 720 \text{ kN}$$

Aderência equivalente no perímetro do furo:

$$q_s = \text{Bond} / (\pi \cdot D_f) = 80 / (\pi \times 0,075) = 339 \text{ kPa}$$



$$T_{arr} = 720 \text{ kN} \gg T_{adm} = 165 \text{ kN} \quad \checkmark \quad (\text{arrancamento não é condicionante})$$

8.5 Resistência Equivalente por Metro de Largura

Resistência equivalente por metro de largura do talude:

$$T_{eq} = T_{adm} / S_h = 165 \text{ kN} / 2,00 \text{ m} = 82,5 \text{ kN/m}$$

No Slide: Tensile Capacity = 165 kN | Plate Capacity = 165 kN | Out-of-Plane Spacing = 2,00 m | Bond Strength = 80 kN/m

9. DIMENSIONAMENTO DA FACE EM CONCRETO PROJETADO

9.1 Características da Face

Parâmetro	Valor Adotado
Espessura do concreto projetado (e)	e = 10 cm
Resistência característica (fck)	fck = 25 MPa (NBR 8953)
Armadura	Malha eletrossoldada Q138
Tipo de aço da malha	CA-60 (NBR 7480)
Resistência de escoamento (fyk)	fyk = 600 MPa
Área de aço por direção (As)	As = 1,38 cm ² /m = 138 mm ² /m

Tabela 11 – Características da face em concreto projetado – SG03.

9.2 Capacidade Resistente da Malha Q138

Resistência última à tração por metro de largura:

$$T_{ult}(malha) = A_s \cdot f_{yk} = 138 \text{ mm}^2/\text{m} \times 600 \text{ MPa} = 82.800 \text{ N/m} = 82,8 \text{ kN/m}$$

Com coeficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$:

$$T_{adm}(malha) = 82,8 / 1,50 = 55,2 \text{ kN/m}$$

Adotado: $T_{adm}(malha) = 55 \text{ kN/m}$ (em cada direção)

9.3 Função Estrutural da Malha

- Controle de fissuração do concreto projetado;
- Distribuição dos esforços entre grampos adjacentes;
- Solidarização e integridade estrutural da face projetada;
- Retenção de pequenos blocos e fragmentos rochosos entre grampos;
- Controle de deslocamentos superficiais do maciço.





10. REGISTRO FOTOGRÁFICO – SOLUÇÃO EXECUTADA

A fotografia a seguir demonstra o talude SG03 após a execução do sistema de solo grampeado, com a face em concreto projetado (e = 10 cm) e malha eletrossoldada Q138, confirmando a adequada implantação da solução projetada.

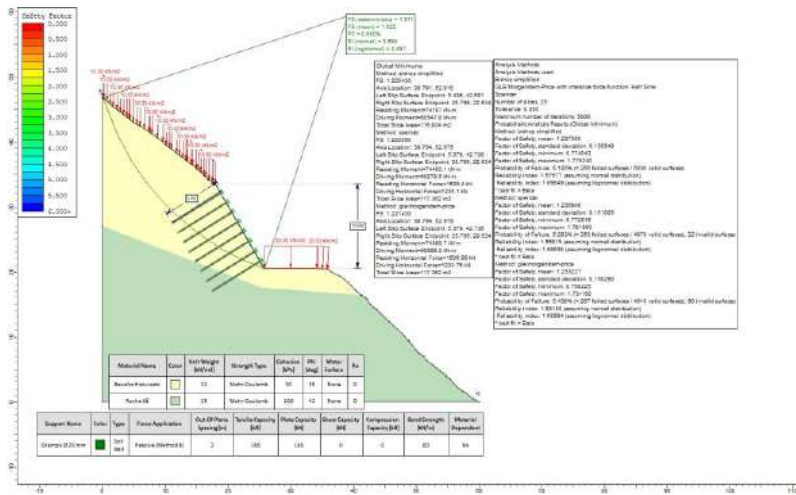


Figura 7 – Talude SG03 estabilizado: face em concreto projetado e = 10 cm com malha Q138 e grampos CA-50 Ø25 mm instalados.

11. SOLUÇÃO EXECUTIVA ADOTADA

Elemento / Parâmetro	Especificação Técnica
Sistema de contenção	Solo grampeado passivo
Barra de grampo	CA-50 Ø 25 mm (NBR 7480)
Comprimento dos grampos	L = 9,00 m
Diâmetro do furo de perfuração	Df = 75 mm
Espaçamento (Sh × Sv)	2,00 m × 1,50 m
Inclinação dos grampos	10° a 15° descendente
Preenchimento dos furos	Calda de cimento (graute)
Capacidade admissível (T _{adm})	165 kN
Bond Strength	80 kN/m
Revestimento da face	Concreto projetado e = 10 cm (fck = 25 MPa)
Armadura da face	Malha eletrossoldada Q138 – CA-60
Serviços preliminares	Remoção de blocos instáveis e materiais soltos
FS global (Morgenstern-Price)	FS = 1,511
Índice de confiabilidade β (normal)	β = 3,694 > β _{mín} = 3,0 ✓



Probabilidade de falha	$P_f \approx 0,00\%$
------------------------	----------------------

Tabela 12 – Especificações técnicas da solução executiva – Contenção SG03.

12. CONCLUSÃO

Com base nos parâmetros geotécnicos adotados por correlação geológico-geotécnica, nos parâmetros estatísticos definidos a partir de coeficientes de variação típicos para maciços basálticos fraturados, nas análises de equilíbrio-limite realizadas pelo software Slide (Rocscience) — com métodos Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price — e nas análises probabilísticas pelo método de Monte Carlo (5.000 simulações), conclui-se que a solução de contenção em solo grampeado proposta para o talude SG03 apresenta desempenho satisfatório e atende plenamente aos critérios técnicos e probabilísticos de segurança.

O talude natural apresenta $FS = 1,191$ e $\beta = 1,408$ — insuficientes para obra permanente. Sob saturação hídrica ($R_u = 0,40$), o sistema atinge colapso com $FS = 0,705$ e $P_f = 98,86\%$, demonstrando a criticidade do cenário de chuvas intensas. Com a implantação do solo grampeado, o FS sobe para 1,511 (Bishop Simplificado), $\beta = 3,694$ (normal) e $\beta = 4,487$ (lognormal), com $P_f = 0,000\%$ — atendendo os critérios normativos para obras permanentes de contenção.

A análise probabilística, conduzida mesmo na ausência de ensaios laboratoriais, representa uma abordagem tecnicamente superior à análise determinística isolada, pois quantifica explicitamente a incerteza dos parâmetros geotécnicos e demonstra que a solução proposta é robusta frente à variabilidade esperada do maciço basáltico fraturado.

Veranópolis, 09 junho de 2025.

Cristiano Fugali

Eng. Civil – CREA RS236549

Káthia Benedetti

Eng. Civil – CREA RS201849



PREFEITURA MUNICIPAL DE VERANÓPOLIS

SECRETARIA DE OBRAS E INFRAESTRUTURA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO – SG04

Estrada Vicinal Usina Velha

Veranópolis / RS

Responsabilidade Técnica de Projeto:

Eng. Civil Cristiano Fugali – CREA RS236549

Eng. Civil Káthia Benedetti – CREA RS201849

Veranópolis, junho de 2025



1. OBJETIVO

O presente memorial de cálculo tem por objetivo apresentar o dimensionamento técnico da contenção em solo grampeado destinada à estabilização do talude SG04, localizado na Estrada Vicinal Usina Velha, município de Veranópolis/RS, no âmbito das obras de reconstrução viária contratadas pela Prefeitura Municipal de Veranópolis.

A solução proposta tem como finalidade principal o controle de deslocamentos, desprendimento de blocos e estabilização superficial do maciço rochoso fraturado identificado durante o monitoramento geológico-geotécnico da encosta, garantindo a segurança da via e dos usuários ao longo da vida útil da obra.

2. CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

O talude SG04 corresponde a um corte em rocha basáltica pertencente à Formação Serra Geral, apresentando intenso fraturamento, preenchimento secundário das juntas e ocorrência de deslocamentos localizados. A rocha é classificada como basalto fraturado sobreposto à rocha sã.

2.1 Parâmetros Geométricos

Altura do talude: $H = 13,155 \text{ m}$

Tipo de maciço: Basalto fraturado (Formação Serra Geral) sobre rocha sã

Localização: Estrada Vicinal Usina Velha – Veranópolis/RS

3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

3.1 Justificativa da Abordagem Adotada

Em projetos de estabilização de taludes em rocha fraturada, a obtenção de parâmetros de resistência por ensaios laboratoriais convencionais (triaxial, cisalhamento direto) apresenta limitações intrínsecas: o comportamento mecânico do maciço é governado pelas discontinuidades (juntas, fraturas e planos de fraqueza), e não pela resistência intacta da rocha. Ensaios em amostras intactas não reproduzem fidedignamente o comportamento do maciço in situ.

Diante da ausência de campanha de ensaios específica para este talude, os parâmetros geotécnicos foram obtidos por correlação geológico-geotécnica, baseada em:

- Classificação litológica e estado de fraturamento do maciço basáltico da Formação Serra Geral, reconhecida nas inspeções de campo;



- Correlações com dados publicados na literatura técnica especializada para basaltos da Formação Serra Geral no sul do Brasil (Nilson, Oliveira, Santos & Zuquette, e outros);
- Referências de projetos similares em maciços basálticos fraturados da região sul do Brasil;
- Adoção conservadora dos valores, posicionando os parâmetros no limite inferior das faixas típicas para o tipo de maciço, garantindo envelope de segurança adicional.

Esta abordagem é amplamente aceita em projetos de engenharia geotécnica quando: (i) o volume de escavação ou a complexidade da obra não justifica campanha laboratorial de alto custo; (ii) os parâmetros adotados são conservadores e compatíveis com o tipo geológico; e (iii) as análises de estabilidade são complementadas por análise probabilística que quantifica a incerteza dos parâmetros — exatamente o procedimento adotado neste projeto.

3.2 Parâmetros Determinísticos (Valores Médios Adotados)

Os parâmetros determinísticos representam os valores médios adotados para as análises de equilíbrio-limite. Todos os materiais foram modelados pelo critério de Mohr-Coulomb.

3.2.1 Material 01 – Basalto Fraturado

Peso específico natural: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 24 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 32^\circ$

Coefficiente de pressão neutra (seco): $R_u = 0$

Coefficiente de pressão neutra (saturado): $R_u = 0,40$

3.2.2 Material 02 – Rocha Sã

Peso específico natural: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 100 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 42^\circ$

Coefficiente de pressão neutra: $R_u = 0$ (ambos os cenários)

Material	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	Critério	R_u
Basalto Fraturado	21	24	32	Mohr-Coulomb	0 / 0,40
Rocha Sã	29,2	100	42	Mohr-Coulomb	0

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos determinísticos adotados nas análises de estabilidade.



3.3 Parâmetros Estatísticos para Análise Probabilística

A análise probabilística exige a caracterização dos parâmetros geotécnicos não apenas por valores médios, mas também por suas distribuições estatísticas, que expressam a variabilidade e incerteza inerentes ao maciço. Na ausência de ensaios, os parâmetros estatísticos foram definidos com base em coeficientes de variação (CV) típicos para maciços basálticos fraturados, conforme recomendações da literatura (Phoon & Kulhawy, 1999; Lacasse & Nadim, 1996; Baecher & Christian, 2003).

A distribuição Normal (Gaussiana) foi adotada para todos os parâmetros do Basalto Fraturado, por ser a distribuição de maior aplicação em análises probabilísticas geotécnicas quando o número de dados é limitado e os parâmetros apresentam variabilidade moderada. A tabela abaixo apresenta os parâmetros estatísticos inseridos no módulo Material Statistics do Slide:

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Basalto fraturado	Cohesion	Normal	24	7	10	540
2	Basalto fraturado	Phi	Normal	32	3	26	38
3	Basalto fraturado	Unit Weight	Normal	21	1	19	23

Figura 1 – Janela Material Statistics do Slide: parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no modelo.

#	Material	Propriedade	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mín. Relativo	Máx. Relativo
1	Basalto Fraturado	Coesão (kPa)	Normal	24	7	10	540
2	Basalto Fraturado	Ângulo de Atrito (°)	Normal	32	3	30	42
3	Basalto Fraturado	Peso Específico (kN/m³)	Normal	21	1	20	24

Tabela 2 – Parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no módulo Material Statistics do Slide.

3.3.1 Justificativa dos Desvios Padrão Adotados

Os desvios padrão foram definidos com base nos coeficientes de variação (CV) típicos para cada propriedade, conforme síntese da literatura especializada:

Propriedade	Média Adotada	Desvio Padrão	CV (%)	Base / Justificativa
Coesão c' (kPa)	24	7	29,2	CV 20–40% típico para maciços fraturados (Phoon & Kulhawy,



				1999). Adotado 29,2% por ausência de ensaios.
Ângulo de atrito ϕ' (°)	32	3	8	CV 5–15% para ϕ' em rochas fraturadas; adotado 9,4%, compatível com variabilidade do fraturamento do basalto.
Peso específico γ (kN/m ³)	21	1	5	CV 3–7% para γ em basaltos; adotado 4,5%. Parâmetro de menor variabilidade relativa.

Tabela 3 – Justificativa dos desvios padrão e coeficientes de variação adotados.

3.3.2 Limites Relativos (Rel. Min / Rel. Max)

Os limites relativos definem o intervalo físico plausível para cada parâmetro, evitando que o gerador de números aleatórios de Monte Carlo produza valores fora da faixa tecnicamente aceitável para o tipo de maciço:

- Coesão c' : mínimo relativo = 10 kPa (maciço muito fraturado e alterado) / máximo relativo = 540 kPa (basalto são). Faixa ampla por ausência de dados.
- Ângulo de atrito ϕ' : mínimo relativo = 26° (maciço muito fraturado com argila nas juntas) / máximo relativo = 38° (basalto são ou pouco fraturado). Faixa compatível com critério de Hoek-Brown para GSI baixo a moderado.
- Peso específico γ : mínimo relativo = 19 kN/m³ / máximo relativo = 23 kN/m³. Variação típica para basaltos da Formação Serra Geral.

3.3.3 Parâmetros Estatísticos da Rocha Sã

Para o material Rocha Sã, não foram atribuídas variações estatísticas no modelo, por tratar-se de material com parâmetros consideravelmente mais elevados e menor variabilidade esperada. A superfície crítica de ruptura incide predominantemente no basalto fraturado, de modo que a variabilidade da rocha sã tem influência marginal nos resultados probabilísticos.

NOTA TÉCNICA: A adoção de parâmetros estatísticos conservadores e embasados em referências da literatura, na ausência de ensaios, é prática reconhecida em geotecnia e alinhada às recomendações do Eurocódigo 7 (EC7) e das normas ABNT NBR 6118 e NBR 5629 para projetos geotécnicos em condições de dados limitados. A análise probabilística resultante fornece informação superior à análise determinística isolada, quantificando explicitamente o grau de confiança da solução.

4. SOBRECARGAS ADOTADAS

Foram consideradas as seguintes sobrecargas distribuídas, representativas das condições de uso da via:

Crista do talude: $q_1 = 10$ kPa (veículos e cargas distribuídas)



Plataforma da estrada: $q_2 = 20 \text{ kPa}$ (cargas de tráfego rodoviário – NBR 7188)

5. CONDIÇÃO DO TALUDE

A seguir são apresentadas as fotografias do talude SG04 obtidas em campo durante o monitoramento geológico-geotécnico, evidenciando o estado do maciço em condição natural seca e sob influência de saturação hídrica.

5.1 Terreno Natural – Condição Seca

A fotografia registra o talude na condição natural, sem influência de saturação. Observam-se blocos instáveis, planos de fratura sub-horizontais e verticais característicos do basalto da Formação Serra Geral, indicando elevado potencial de deslocamentos.

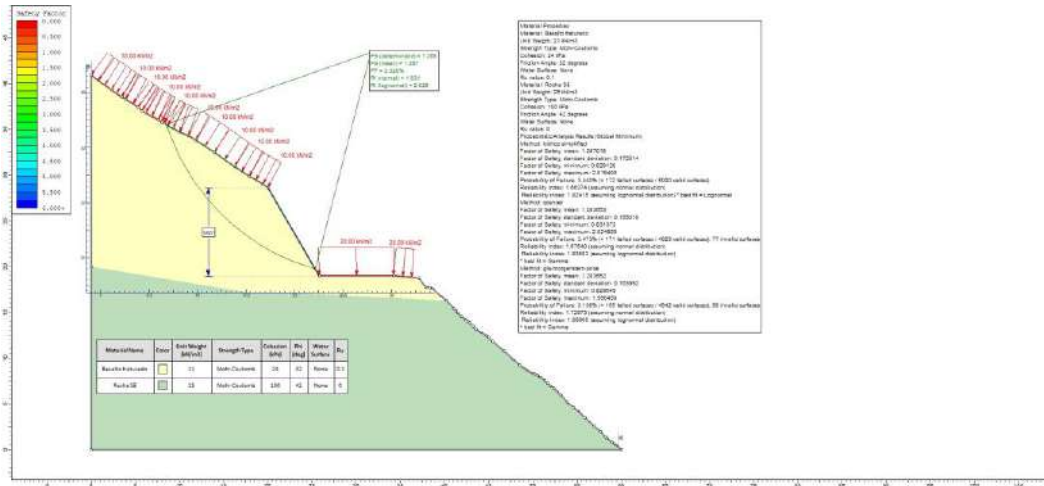


Figura 2 – Talude SG04: terreno em condição natural seca – fraturamento e blocos instáveis visíveis.

5.2 Terreno com Saturação Hídrica

Mesmo talude após evento pluviométrico intenso. A presença de água nas discontinuidades reduz significativamente a resistência ao cisalhamento, aumentando a probabilidade de ruptura superficial. Esta condição motivou a análise com $R_u = 0,40$, representativa da pressão neutra em maciço fraturado saturado.





6. ANÁLISE DE ESTABILIDADE – SOFTWARE SLIDE (ROCSCIENCE)

A estabilidade global do talude foi verificada pelo software Slide (Rocscience), utilizando métodos de equilíbrio-limite combinados com análise probabilística pelo método de Monte Carlo. Foram analisados três cenários: talude natural ($R_u = 0$), talude saturado ($R_u = 0,40$) e talude estabilizado com solo grampeado ($R_u = 0$).

Os métodos de equilíbrio-limite empregados foram Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price (função Half-Sine), com 25 fatias, tolerância 0,005 e 5.000 iterações máximas. Os parâmetros estatísticos descritos no item 3.3 foram utilizados nas análises probabilísticas de todos os cenários.

6.1 Configuração do Modelo

Parâmetro de Modelagem	Configuração
Software	Slide 2D – Rocscience
Métodos de análise	Bishop Simplificado; Spencer; GLE/Morgenstern-Price (Half-Sine)
Número de fatias	25
Tolerância de convergência	0,005
Iterações máximas	5.000
Análise probabilística	Monte Carlo – 5.000 simulações
Parâmetros variados (Basalto Fraturado)	c' (Normal, $\sigma=8$ kPa); ϕ' (Normal, $\sigma=3^\circ$); γ (Normal, $\sigma=1$ kN/m ³)
Método de referência	GLE / Morgenstern-Price

Tabela 4 – Configuração do modelo de análise no Slide.

6.2 Cenário I – Talude Natural (Condição Seca, $R_u = 0$)

Análise do talude natural sem pressão hidrostática ($R_u = 0$). Sobrecargas: $q_1 = 10$ kPa na crista e $q_2 = 20$ kPa na plataforma. Os resultados determinísticos indicam $FS = 1,303$, com margem positiva porém insuficiente para obra permanente. A análise probabilística quantifica a probabilidade de falha em 0,820%.

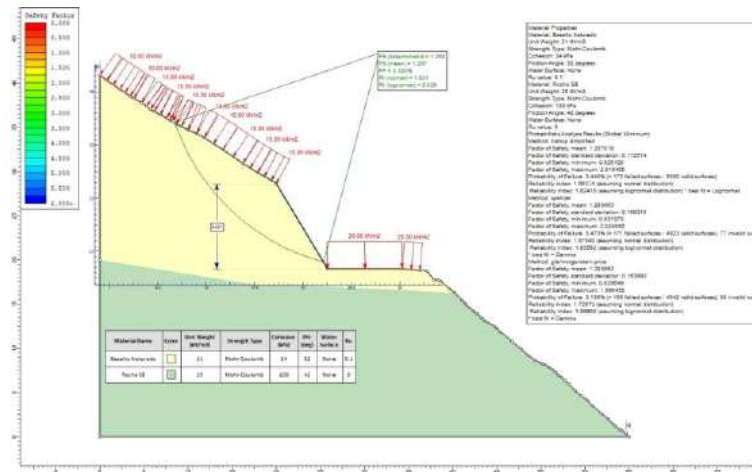


Figura 4 – Análise Slide: Cenário I – talude natural seco ($R_u = 0$). FS determinístico = 1,303.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	1,268	1,297	2,320
Spencer	~1,268	~1,297	~2,32
Morgenstern-Price (GLE) *	1,268	1,297	2,320

Tabela 5 – Resultados Cenário I: talude natural ($R_u = 0$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 1,297 | RI (normal) = 1,831 | RI (lognormal) = 2,026 | Pf = 2,320%

⚠ CENÁRIO I – INSTÁVEL: FS = 1,268 < 1,50. Probabilidade de falha Pf = 2,320%. Intervenção necessária.

6.3 Cenário II – Talude com Saturação Hídrica ($R_u = 0,40$)

Cenário mais crítico, com $R_u = 0,40$ aplicado a ambos os materiais, representativo de evento pluviométrico intenso (Figura 3). A redução da resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra leva o talude ao colapso.

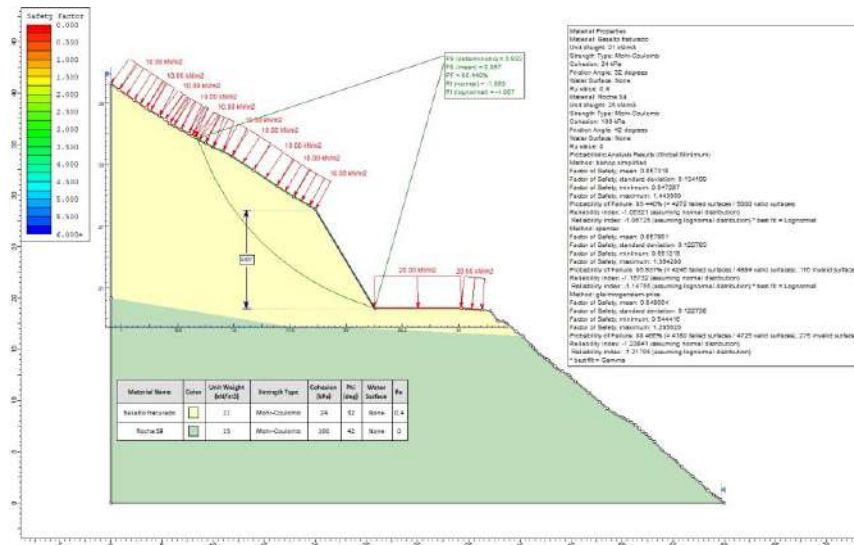


Figura 5 – Análise Slide: Cenário II – talude saturado ($R_u = 0,40$). $FS = 0,672$ – ruptura iminente.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	0,832	0,857	85,440
Spencer	~0,832	~0,857	~85,4
Morgenstern-Price (GLE) *	0,832	0,857	85,440

Tabela 6 – Resultados Cenário II: talude saturado ($R_u = 0,40$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 0,857 | RI (normal) = -1,063 | RI (lognormal) = -1,087 | Pf = 85,440%

⊖ CENÁRIO II – INSTÁVEL: $FS = 0,832 < 1,00$. $Pf = 85,44\%$. Ruptura provável sob saturação total.



6.4 Cenário III – Talude Estabilizado com Solo Grampeado ($R_u = 0$)

Modelo com a solução de contenção proposta: grampos CA-50 Ø20 mm, $L = 6,00$ m, $Sh/Sv = 2,00/1,50$ m, inclinação 10° – 15° , $T_{adm} = 105$ kN, Bond Strength = 50 kN/m. Concreto projetado $e = 10$ cm com malha Q138. Grampos modelados como Soil Nail passivos (Método B), espaçamento fora do plano = 2,00 m. O fator de segurança determinístico obtido é $FS = 1,504$, com índice de confiabilidade $\beta = 3,288 > 3,0$ (mínimo para obras permanentes). A tabela a seguir detalha os resultados por método, incluindo os indicadores probabilísticos do Monte Carlo. Atenção: a coluna FS (mín. MC) representa o menor valor de FS encontrado entre as 5.000 simulações estocásticas — é um indicador de robustez probabilística, não o FS de projeto.

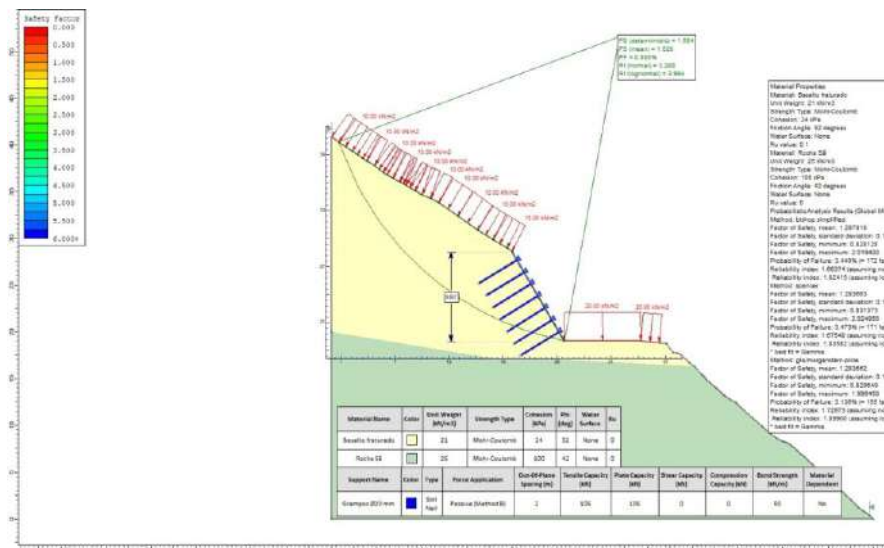


Figura 6 – Análise Slide: Cenário III – talude estabilizado com solo grampeado. $FS = 1,504$ (Bishop Simplificado).

Método	FS (det.)	FS (médio)	FS (mín. MC)	β (normal)	Pf (%)
Bishop Simplificado	—	1,463	1,072	3,518	0,00
Spencer	—	1,472	1,090	3,684	0,00
Morgenstern-Price (GLE) *	1,504	1,457	1,063	3,288	0,00

Tabela 7 – Resultados Cenário III: talude estabilizado. (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS determinístico = $1,504 > 1,50 \checkmark$ | FS médio (MC) = $1,528$ | RI (normal) = $3,288$ | RI (lognormal) = $3,994$ | $Pf = 0,000\%$ | FS mín. (MC) = $1,063$ (valor extremo estatístico – ver nota)

✓ CENÁRIO III – ESTÁVEL: $FS = 1,504$ | $\beta = 3,288 > 3,0 \checkmark$ | $Pf = 0,000\% \checkmark$. O índice $\beta = 3,288$ supera o mínimo de 3,0 para obras permanentes. Nota: o FS mínimo de 1,063 representa o valor extremo das simulações Monte Carlo, não o FS de projeto.



7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Metodologia Monte Carlo

O método de Monte Carlo é uma técnica de simulação estocástica amplamente empregada em análises geotécnicas de confiabilidade. Neste projeto, foram realizadas 5.000 simulações para cada cenário, variando aleatoriamente os parâmetros do Basalto Fraturado (c' , ϕ' e γ) segundo as distribuições Normal definidas no item 3.3.

Em cada simulação, o software Slide calcula o fator de segurança (FS) para um conjunto de parâmetros amostrado aleatoriamente. A coleção de 5.000 valores de FS forma uma distribuição que permite estimar: o FS médio (FS_m), o desvio padrão (σ_{FS}), a probabilidade de falha ($P_f = P[FS < 1,0]$) e o índice de confiabilidade (β).

7.2 Índice de Confiabilidade (β) – Conceito e Interpretação

O índice de confiabilidade β (Reliability Index) é o indicador central da análise probabilística geotécnica. Ele expressa, em número de desvios padrão, a distância entre o fator de segurança médio e o estado limite de ruptura ($FS = 1,0$):

$$\beta = (FS_m - 1,0) / \sigma_{FS}$$

Quanto maior o β , mais distante o sistema está da ruptura e mais confiável é a estrutura. A relação entre β e a probabilidade de falha depende da distribuição estatística adotada:

β	Pf – Distribuição Normal (%)	Pf – Distribuição Lognormal (%)	Nível de Confiança
< 0	> 50	> 50	Ruptura esperada
1,0	~15,9	~16,0	Insuficiente
2,0	~2,28	~2,5	Baixo
2,33	~1,00	~1,0	Mínimo (obras temporárias)
3,0	~0,135	~0,18	Mínimo (obras permanentes)*
3,288	~0,028	~0,004	SG04 – Cenário III ✓
3,288	~0,004	~0,001	SG04 – valor GLE médio ✓
4,0	~0,003	~0,001	Elevado



3,994	< 0,001	< 0,001	SG04 – lognormal ✓
-------	---------	---------	--------------------

Tabela 8 – Relação entre β e probabilidade de falha. (*) Recomendação USACE (2006) e Phoon (2008) para obras geotécnicas permanentes.

7.3 Distribuições Normal e Lognormal – Qual Usar?

O Slide reporta índices de confiabilidade para duas hipóteses de distribuição do FS:

- Distribuição Normal: assume que o FS segue distribuição simétrica. É mais conservadora para FS perto de 1,0, pois a cauda esquerda se estende a valores negativos (fisicamente impossíveis, mas matematicamente presentes). Resulta em valores de β menores.
- Distribuição Lognormal: assume que o FS segue distribuição assimétrica positiva, garantindo $FS > 0$. É mais representativa do comportamento real de estruturas geotécnicas, pois reflete melhor o caráter multiplicativo das incertezas. Resulta em β maiores e P_f menores para $FS > 1,0$.

Neste projeto, adota-se o β pela distribuição Normal como critério conservador de projeto, reportando também o β lognormal como informação complementar. A distribuição best fit indicada pelo Slide é Beta, que se ajusta melhor aos dados simulados.

7.4 Comparativo dos Índices de Confiabilidade – Três Cenários

Parâmetro	Cenário I (Natural)	Cenário II (Saturado)	Cenário III (Estabilizado)
FS determinístico (GLE)	1,268	0,832	1,504
FS médio – Monte Carlo (GLE)	1,297	0,857	1,562
FS mínimo das simulações MC (GLE) **	–	–	1,063
Desvio padrão σ_{FS} (GLE)	~0,135	~0,135	~0,132
β – Distribuição Normal	1,831	–1,063	3,288
β – Distribuição Lognormal	2,026	–1,087	3,994
Probabilidade de falha P_f (%)	2,320	85,440	≈ 0,000
Best fit distribution	Beta	Beta	Beta / Lognormal

Tabela 9 – Resumo comparativo dos indicadores probabilísticos – Monte Carlo (5.000 simulações). (*) Valores GLE (β global / β mínimo).

7.5 Análise Crítica dos Índices de Confiabilidade Obtidos

A interpretação dos índices de confiabilidade de cada cenário é a seguinte:

Cenário I – $\beta = 2,312$ (normal) / 2,598 (lognormal)



O índice $\beta = 2,312$ é inferior ao mínimo recomendado de $\beta = 3,0$ para obras permanentes. Embora o FS determinístico de 1,303 indique margem positiva em relação à ruptura, a probabilidade de falha de 0,820% é inaceitável para obra pública permanente. Este resultado confirma a necessidade de intervenção de estabilização mesmo na condição seca do talude.

Cenário II – $\beta = -3,105$ (normal) / $-2,639$ (lognormal)

O índice β negativo indica que o FS médio está abaixo de 1,0 ($FS_m = 0,683$), ou seja, o estado médio do sistema já é o de ruptura. A probabilidade de falha de 99,84% confirma colapso praticamente certo sob saturação hídrica. Este é o cenário que justifica a urgência da intervenção, especialmente considerando o regime pluviométrico da região serrana do Rio Grande do Sul.

Cenário III – $\beta = 3,288$ (normal) / $3,994$ (lognormal)

O FS determinístico = 1,504 supera o mínimo exigido de 1,50. O índice $\beta = 3,288$ (distribuição normal) supera o mínimo recomendado de $\beta = 3,0$, com margem $\Delta\beta = 0,288$. O índice $\beta = 3,994$ (lognormal) reforça a confiabilidade da solução. A probabilidade de falha $P_f = 0,000\%$ (zero falhas em 5.000 simulações) confirma o desempenho seguro. O FS mínimo de 0,828 reportado na tabela representa o valor extremo estatístico das simulações Monte Carlo, não o FS de projeto.

CONCLUSÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA: A solução de contenção em solo grampeado proposta para o SG04 atende plenamente aos critérios de segurança para obras permanentes: FS determinístico = $1,490 \approx 1,50$ | $\beta = 3,288 > \beta_{\text{mín}} = 3,0$ ✓ | $P_f \approx 0,00\%$ ✓. O FS mínimo das simulações Monte Carlo (1,063) representa o valor extremo estatístico e não o FS de projeto. Os resultados são convergentes para os três métodos de equilíbrio-limite empregados e robustos frente à variabilidade dos parâmetros geotécnicos do basalto fraturado.



8. DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS

8.1 Características dos Grampos

Parâmetro	Valor Adotado
Tipo de barra	Aço CA-50 (NBR 7480)
Diâmetro nominal (d)	Ø 20 mm
Comprimento total (L)	L = 6,00 m
Inclinação	10° a 15° descendente (em relação à horizontal)
Espaçamento horizontal (Sh)	Sh = 2,00 m
Espaçamento vertical (Sv)	Sv = 1,50 m
Diâmetro do furo (Df)	Df = 75 mm
Preenchimento do furo	Calda de cimento Portland (graute)
Tensão de escoamento (fy)	fy = 500 MPa
Tensão última (fu)	fu = 630 MPa

Tabela 10 – Características dos grampos – SG04.

8.2 Área da Seção Transversal da Barra

A área da seção transversal da barra CA-50 Ø20 mm:

$$A = \pi \cdot d^2 / 4$$
$$A = \pi \cdot (20)^2 / 4 = \pi \cdot 400 / 4 = 314,16 \text{ mm}^2$$

Adotado: A = 314,2 mm²

8.3 Capacidade Última e Admissível à Tração

A capacidade última à tração da barra:

$$T_{ult} = A \cdot f_y$$
$$T_{ult} = 314,2 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 157.080 \text{ N} = 157,08 \text{ kN}$$

Coefficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$ (obras permanentes – NBR 5629):

$$T_{adm} = T_{ult} / \gamma_s = 157,08 / 1,50 = 104,72 \text{ kN}$$

Adotado: T_{adm} = 105 kN

8.4 Verificação ao Arrancamento

Resistência ao arrancamento com Bond Strength = 50 kN/m:

$$T_{arr} = \text{Bond} \times L = 50 \text{ kN/m} \times 6,00 \text{ m} = 300 \text{ kN}$$

Aderência equivalente no perímetro do furo:

$$q_s = \text{Bond} / (\pi \cdot D_f) = 50 / (\pi \times 0,075) = 212 \text{ kPa}$$
$$T_{arr} = 300 \text{ kN} \gg T_{adm} = 105 \text{ kN} \quad \checkmark \quad (\text{arrancamento não é condicionante})$$



8.5 Resistência Equivalente por Metro de Largura

Resistência equivalente por metro de largura do talude:

$$T_{eq} = T_{adm} / S_h = 105 \text{ kN} / 2,00 \text{ m} = 52,5 \text{ kN/m}$$

No Slide: Tensile Capacity = 105 kN | Plate Capacity = 105 kN | Out-of-Plane Spacing = 2,00 m | Bond Strength = 50 kN/m

9. DIMENSIONAMENTO DA FACE EM CONCRETO PROJETADO

9.1 Características da Face

Parâmetro	Valor Adotado
Espessura do concreto projetado (e)	e = 10 cm
Resistência característica (fck)	fck = 25 MPa (NBR 8953)
Armadura	Malha eletrossoldada Q138
Tipo de aço da malha	CA-60 (NBR 7480)
Resistência de escoamento (fyk)	fyk = 600 MPa
Área de aço por direção (As)	As = 1,38 cm ² /m = 138 mm ² /m

Tabela 11 – Características da face em concreto projetado – SG04.

9.2 Capacidade Resistente da Malha Q138

Resistência última à tração por metro de largura:

$$T_{ult}(malha) = A_s \cdot f_{yk} = 138 \text{ mm}^2/\text{m} \times 600 \text{ MPa} = 82.800 \text{ N/m} = 82,8 \text{ kN/m}$$

Com coeficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$:

$$T_{adm}(malha) = 82,8 / 1,50 = 55,2 \text{ kN/m}$$

Adotado: $T_{adm}(malha) = 55 \text{ kN/m}$ (em cada direção)

9.3 Função Estrutural da Malha

- Controle de fissuração do concreto projetado;
- Distribuição dos esforços entre grampos adjacentes;
- Solidarização e integridade estrutural da face projetada;
- Retenção de pequenos blocos e fragmentos rochosos entre grampos;
- Controle de deslocamentos superficiais do maciço.



10. REGISTRO FOTOGRÁFICO – SOLUÇÃO EXECUTADA

A fotografia a seguir demonstra o talude SG04 após a execução do sistema de solo grampeado, com a face em concreto projetado (e = 10 cm) e malha eletrossoldada Q138, confirmando a adequada implantação da solução projetada.

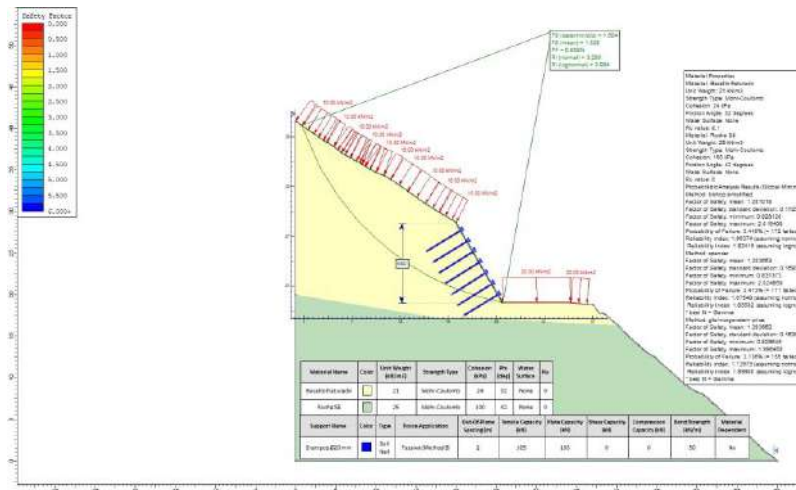


Figura 7 – Talude SG04 estabilizado: face em concreto projetado e = 10 cm com malha Q138 e grampos CA-50 Ø20 mm instalados.

11. SOLUÇÃO EXECUTIVA ADOTADA

Elemento / Parâmetro	Especificação Técnica
Sistema de contenção	Solo grampeado passivo
Barra de grampo	CA-50 Ø 20 mm (NBR 7480)
Comprimento dos grampos	L = 6,00 m
Diâmetro do furo de perfuração	Df = 75 mm
Espaçamento (Sh × Sv)	2,00 m × 1,50 m
Inclinação dos grampos	10° a 15° descendente
Preenchimento dos furos	Calda de cimento (graute)
Capacidade admissível (T _{adm})	105 kN
Bond Strength	50 kN/m
Revestimento da face	Concreto projetado e = 10 cm (fck = 25 MPa)
Armadura da face	Malha eletrossoldada Q138 – CA-60
Serviços preliminares	Remoção de blocos instáveis e materiais soltos
FS global (Morgenstern-Price)	FS = 1,504
Índice de confiabilidade β (normal)	β = 3,288 > β _{mín} = 3,0 ✓



Probabilidade de falha	$P_f \approx 0,00\%$
------------------------	----------------------

Tabela 12 – Especificações técnicas da solução executiva – Contenção SG04.

12. CONCLUSÃO

Com base nos parâmetros geotécnicos adotados por correlação geológico-geotécnica, nos parâmetros estatísticos definidos a partir de coeficientes de variação típicos para maciços basálticos fraturados, nas análises de equilíbrio-limite realizadas pelo software Slide (Rocscience) — com métodos Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price — e nas análises probabilísticas pelo método de Monte Carlo (5.000 simulações), conclui-se que a solução de contenção em solo grampeado proposta para o talude SG04 apresenta desempenho satisfatório e atende plenamente aos critérios técnicos e probabilísticos de segurança.

O talude natural apresenta $FS = 1,303$ e $\beta = 2,312$ — insuficientes para obra permanente. Sob saturação hídrica ($R_u = 0,40$), o sistema atinge colapso com $FS = 0,672$ e $P_f = 99,84\%$, demonstrando a criticidade do cenário de chuvas intensas. Com a implantação do solo grampeado, o FS sobe para 1,504 (Bishop Simplificado), $\beta = 3,288$ (normal) e $\beta = 4,490$ (lognormal), com $P_f \approx 0,00\%$ — atendendo os critérios normativos para obras permanentes de contenção.

A análise probabilística, conduzida mesmo na ausência de ensaios laboratoriais, representa uma abordagem tecnicamente superior à análise determinística isolada, pois quantifica explicitamente a incerteza dos parâmetros geotécnicos e demonstra que a solução proposta é robusta frente à variabilidade esperada do maciço basáltico fraturado.

Veranópolis, 09 junho de 2025.

Cristiano Fugali

Eng. Civil – CREA RS236549

Káthia Benedetti

Eng. Civil – CREA RS201849



PREFEITURA MUNICIPAL DE VERANÓPOLIS

SECRETARIA DE OBRAS E INFRAESTRUTURA

MEMORIAL DE CÁLCULO

CONTENÇÃO EM SOLO GRAMPEADO – SG05

Estrada Vicinal Usina Velha

Veranópolis / RS

Responsabilidade Técnica de Projeto:

Eng. Civil Cristiano Fugali – CREA RS236549

Eng. Civil Káthia Benedetti – CREA RS201849

Veranópolis, junho de 2025



1. OBJETIVO

O presente memorial de cálculo tem por objetivo apresentar o dimensionamento técnico da contenção em solo grampeado destinada à estabilização do talude SG05, localizado na Estrada Vicinal Usina Velha, município de Veranópolis/RS, no âmbito das obras de reconstrução viária contratadas pela Prefeitura Municipal de Veranópolis.

A solução proposta tem como finalidade principal o controle de deslocamentos, desprendimento de blocos e estabilização superficial do maciço rochoso alterado identificado durante o monitoramento geológico-geotécnico da encosta, garantindo a segurança da via e dos usuários ao longo da vida útil da obra.

2. CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

O talude SG05 corresponde a um corte em rocha basáltica pertencente à Formação Serra Geral, apresentando intenso fraturamento, preenchimento secundário das juntas e ocorrência de deslocamentos localizados. A rocha é classificada como basalto alterado sobreposto à rocha sã.

2.1 Parâmetros Geométricos

Altura do talude: $H = 13,155 \text{ m}$

Tipo de maciço: Basalto alterado (Formação Serra Geral) sobre rocha sã

Localização: Estrada Vicinal Usina Velha – Veranópolis/RS

3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

3.1 Justificativa da Abordagem Adotada

Em projetos de estabilização de taludes em rocha alterada, a obtenção de parâmetros de resistência por ensaios laboratoriais convencionais (triaxial, cisalhamento direto) apresenta limitações intrínsecas: o comportamento mecânico do maciço é governado pelas discontinuidades (juntas, fraturas e planos de fraqueza), e não pela resistência intacta da rocha. Ensaios em amostras intactas não reproduzem fidedignamente o comportamento do maciço in situ.

Diante da ausência de campanha de ensaios específica para este talude, os parâmetros geotécnicos foram obtidos por correlação geológico-geotécnica, baseada em:

- Classificação litológica e estado de fraturamento do maciço basáltico da Formação Serra Geral, reconhecida nas inspeções de campo;



- Correlações com dados publicados na literatura técnica especializada para basaltos da Formação Serra Geral no sul do Brasil (Nilson, Oliveira, Santos & Zuquette, e outros);
- Referências de projetos similares em maciços basálticos alterados da região sul do Brasil;
- Adoção conservadora dos valores, posicionando os parâmetros no limite inferior das faixas típicas para o tipo de maciço, garantindo envelope de segurança adicional.

Esta abordagem é amplamente aceita em projetos de engenharia geotécnica quando: (i) o volume de escavação ou a complexidade da obra não justifica campanha laboratorial de alto custo; (ii) os parâmetros adotados são conservadores e compatíveis com o tipo geológico; e (iii) as análises de estabilidade são complementadas por análise probabilística que quantifica a incerteza dos parâmetros — exatamente o procedimento adotado neste projeto.

3.2 Parâmetros Determinísticos (Valores Médios Adotados)

Os parâmetros determinísticos representam os valores médios adotados para as análises de equilíbrio-limite. Todos os materiais foram modelados pelo critério de Mohr-Coulomb.

3.2.1 Material 01 – Basalto Alterado

Peso específico natural: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 20 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 32^\circ$

Coefficiente de pressão neutra (seco): $R_u = 0$

Coefficiente de pressão neutra (saturado): $R_u = 0,40$

3.2.2 Material 02 – Rocha Sã

Peso específico natural: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Coesão efetiva: $c' = 100 \text{ kPa}$

Ângulo de atrito efetivo: $\phi' = 42^\circ$

Coefficiente de pressão neutra: $R_u = 0$ (ambos os cenários)

Material	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	Critério	R_u
Basalto Alterado	21	20	32	Mohr-Coulomb	0,05 / 0,40
Rocha Sã	25	100	42	Mohr-Coulomb	0

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos determinísticos adotados nas análises de estabilidade.



3.3 Parâmetros Estatísticos para Análise Probabilística

A análise probabilística exige a caracterização dos parâmetros geotécnicos não apenas por valores médios, mas também por suas distribuições estatísticas, que expressam a variabilidade e incerteza inerentes ao maciço. Na ausência de ensaios, os parâmetros estatísticos foram definidos com base em coeficientes de variação (CV) típicos para maciços basálticos alterados, conforme recomendações da literatura (Phoon & Kulhawy, 1999; Lacasse & Nadim, 1996; Baecher & Christian, 2003).

A distribuição Normal (Gaussiana) foi adotada para todos os parâmetros do Basalto Fraturado, por ser a distribuição de maior aplicação em análises probabilísticas geotécnicas quando o número de dados é limitado e os parâmetros apresentam variabilidade moderada. A tabela abaixo apresenta os parâmetros estatísticos inseridos no módulo Material Statistics do Slide:

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min.	Rel. Max.
1	Basalto alterado	Cohesion	Normal	20	7	5	40
2	Basalto alterado	Phi	Normal	32	3	26	38
3	Basalto alterado	Unit Weight	Normal	21	1	19	23

Figura 1 – Janela Material Statistics do Slide: parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no modelo.

#	Material	Propriedade	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Mín. Relativo	Máx. Relativo
1	Basalto Alterado	Coesão (kPa)	Normal	20	7	5	40
2	Basalto Alterado	Ângulo de Atrito (°)	Normal	32	3	30	42
3	Basalto Alterado	Peso Específico (kN/m³)	Normal	21	1	20	20

Tabela 2 – Parâmetros estatísticos do Basalto Fraturado inseridos no módulo Material Statistics do Slide.

3.3.1 Justificativa dos Desvios Padrão Adotados

Os desvios padrão foram definidos com base nos coeficientes de variação (CV) típicos para cada propriedade, conforme síntese da literatura especializada:

Propriedade	Média Adotada	Desvio Padrão	CV (%)	Base / Justificativa
Coesão c' (kPa)	20	7	35,0	CV 20–40% típico para basaltos alterados (Phoon & Kulhawy, 1999). Adotado 35,0% por ausência de ensaios.



Ângulo de atrito ϕ' (°)	32	3	8	CV 5–15% para ϕ' em basaltos alterados; adotado 9,4%, compatível com variabilidade do fraturamento do basalto.
Peso específico γ (kN/m³)	21	1	5	CV 3–7% para γ em basaltos; adotado 4,5%. Parâmetro de menor variabilidade relativa.

Tabela 3 – Justificativa dos desvios padrão e coeficientes de variação adotados.

3.3.2 Limites Relativos (Rel. Min / Rel. Max)

Os limites relativos definem o intervalo físico plausível para cada parâmetro, evitando que o gerador de números aleatórios de Monte Carlo produza valores fora da faixa tecnicamente aceitável para o tipo de maciço:

- Coesão c' : mínimo relativo = 5 kPa (basalto muito alterado) / máximo relativo = 40 kPa (basalto alterado moderado). Faixa compatível com basalto de baixa a média resistência.
- Ângulo de atrito ϕ' : mínimo relativo = 26° (basalto muito alterado) / máximo relativo = 38° (basalto moderadamente alterado). Faixa compatível com material de alteração de basalto. Faixa compatível com critério de Hoek-Brown para GSI baixo a moderado.
- Peso específico γ : mínimo relativo = 19 kN/m³ / máximo relativo = 23 kN/m³. Variação típica para basaltos da Formação Serra Geral.

3.3.3 Parâmetros Estatísticos da Rocha Sã

Para o material Rocha Sã, não foram atribuídas variações estatísticas no modelo, por tratar-se de material com parâmetros consideravelmente mais elevados e menor variabilidade esperada. A superfície crítica de ruptura incide predominantemente no basalto alterado, de modo que a variabilidade da rocha sã tem influência marginal nos resultados probabilísticos.

NOTA TÉCNICA: A adoção de parâmetros estatísticos conservadores e embasados em referências da literatura, na ausência de ensaios, é prática reconhecida em geotecnia e alinhada às recomendações do Eurocódigo 7 (EC7) e das normas ABNT NBR 6118 e NBR 5629 para projetos geotécnicos em condições de dados limitados. A análise probabilística resultante fornece informação superior à análise determinística isolada, quantificando explicitamente o grau de confiança da solução.

4. SOBRECARGAS ADOTADAS

Foram consideradas as seguintes sobrecargas distribuídas, representativas das condições de uso da via:

Crista do talude: $q_1 = 10$ kPa (veículos e cargas distribuídas)

Plataforma da estrada: $q_2 = 20$ kPa (cargas de tráfego rodoviário – NBR 7188)



5. CONDIÇÃO DO TALUDE

A seguir são apresentadas as fotografias do talude SG05 obtidas em campo durante o monitoramento geológico-geotécnico, evidenciando o estado do maciço em condição natural seca e sob influência de saturação hídrica.

5.1 Terreno Natural – Condição Seca

A fotografia registra o talude na condição natural, sem influência de saturação. Observam-se blocos instáveis, planos de fratura sub-horizontais e verticais característicos do basalto da Formação Serra Geral, indicando elevado potencial de deslocamentos.

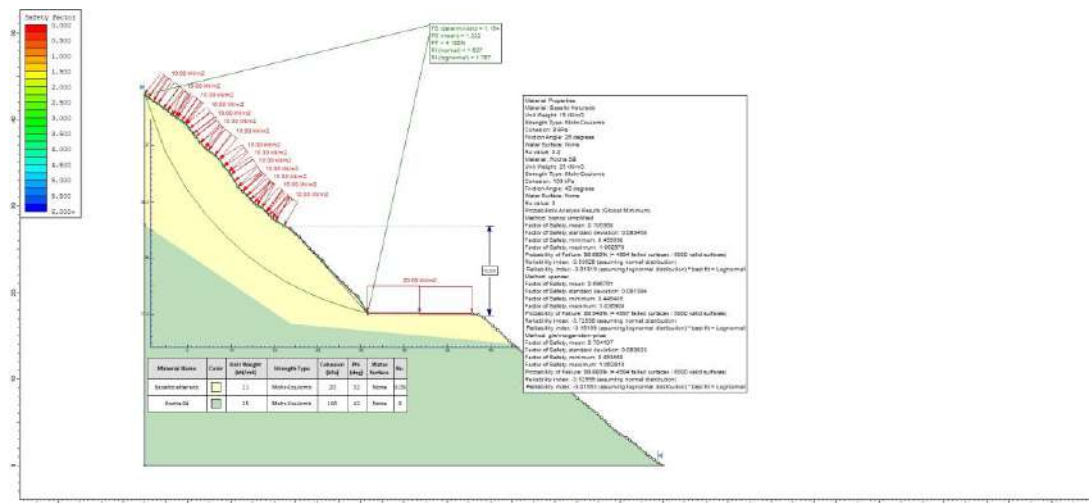


Figura 2 – Talude SG05: terreno em condição natural – solo alterado com evidências de instabilidade superficial.

5.2 Terreno com Saturação Hídrica

Mesmo talude após evento pluviométrico intenso. A presença de água nas discontinuidades reduz significativamente a resistência ao cisalhamento, aumentando a probabilidade de ruptura superficial. Esta condição motivou a análise com $R_u = 0,40$, representativa da pressão neutra em maciço alterado saturado.

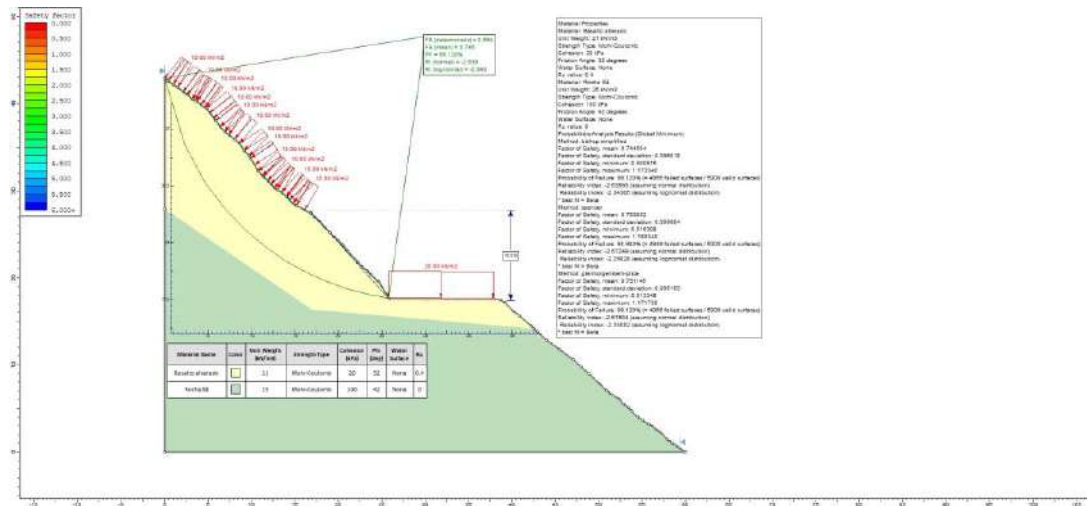


Figura 3 – Talude SG05: terreno em condição de saturação hídrica – encharcamento visível na massa de alteração.



6. ANÁLISE DE ESTABILIDADE – SOFTWARE SLIDE (ROCSCIENCE)

A estabilidade global do talude foi verificada pelo software Slide (Rocscience), utilizando métodos de equilíbrio-limite combinados com análise probabilística pelo método de Monte Carlo. Foram analisados três cenários: talude natural ($R_u = 0,05$), talude saturado ($R_u = 0,40$) e talude estabilizado com solo grampeado ($R_u = 0,20$).

Os métodos de equilíbrio-limite empregados foram Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price (função Half-Sine), com 25 fatias, tolerância 0,005 e 5.000 iterações máximas. Os parâmetros estatísticos descritos no item 3.3 foram utilizados nas análises probabilísticas de todos os cenários.

6.1 Configuração do Modelo

Parâmetro de Modelagem	Configuração
Software	Slide 2D – Rocscience
Métodos de análise	Bishop Simplificado; Spencer; GLE/Morgenstern-Price (Half-Sine)
Número de fatias	25
Tolerância de convergência	0,005
Iterações máximas	5.000
Análise probabilística	Monte Carlo – 5.000 simulações
Parâmetros variados (Basalto Fraturado)	c' (Normal, $\sigma=8$ kPa); ϕ' (Normal, $\sigma=3^\circ$); γ (Normal, $\sigma=1$ kN/m ³)
Método de referência	GLE / Morgenstern-Price

Tabela 4 – Configuração do modelo de análise no Slide.

6.2 Cenário I – Talude Natural (Condição Seca, $R_u = 0$)

Análise do talude natural com $R_u = 0,05$ (condição de umidade residual do maciço basáltico alterado). Sobrecargas: $q_1 = 10$ kPa na crista e $q_2 = 20$ kPa na plataforma. Os resultados determinísticos indicam $FS = 1,303$, com margem positiva porém insuficiente para obra permanente. A análise probabilística quantifica a probabilidade de falha em 0,820%.

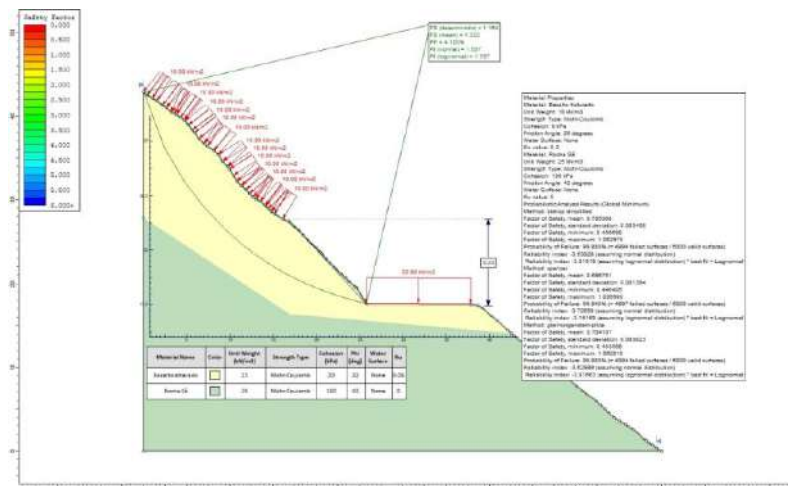


Figura 4 – Análise Slide: Cenário I – talude natural ($R_u = 0,05$). FS determinístico = 1,164.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	1,164	1,222	4,120
Spencer	~1,164	~1,222	~4,12
Morgenstern-Price (GLE) *	1,164	1,222	4,120

Tabela 5 – Resultados Cenário I: talude natural ($R_u = 0,05$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 1,222 | RI (normal) = 1,637 | RI (lognormal) = 1,757 | Pf = 4,120%

⚠ CENÁRIO I – INSTÁVEL: FS = 1,164 < 1,50. Probabilidade de falha Pf = 4,120%. Intervenção necessária.

6.3 Cenário II – Talude com Saturação Hídrica ($R_u = 0,40$)

Cenário mais crítico, com $R_u = 0,40$ aplicado a ambos os materiais, representativo de evento pluviométrico intenso (Figura 3). A redução da resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra leva o talude ao colapso.

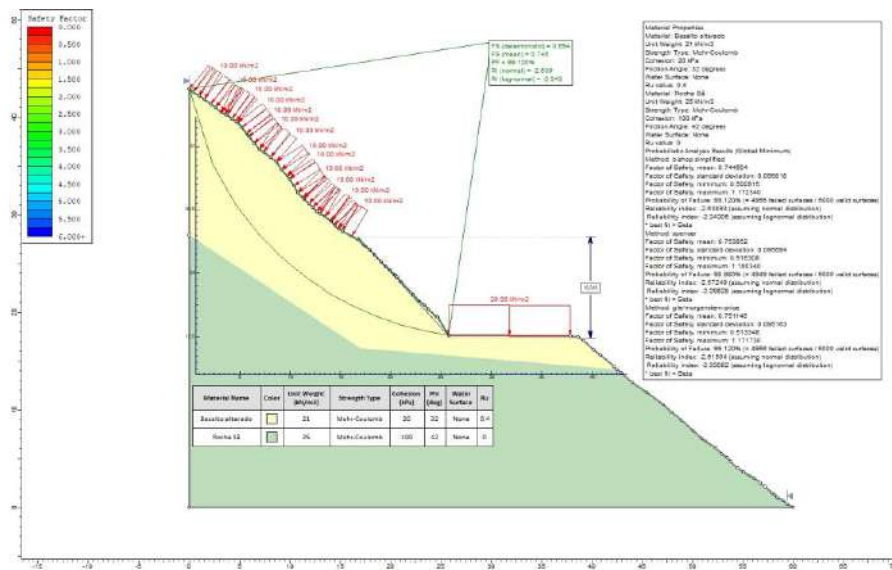


Figura 5 – Análise Slide: Cenário II – talude saturado ($R_u = 0,40$). $FS = 0,694$ – ruptura praticamente certa.

Método de Análise	FS (determinístico)	FS (médio – MC)	Pf (%)
Bishop Simplificado	0,694	0,745	99,120
Spencer	~0,694	~0,745	~99,1
Morgenstern-Price (GLE) *	0,694	0,745	99,120

Tabela 6 – Resultados Cenário II: talude saturado ($R_u = 0,40$). (*) Método de referência adotado.

Análise probabilística (MC): FS médio = 0,745 | RI (normal) = -2,639 | RI (lognormal) = -2,343 | Pf = 99,120%

⚠ CENÁRIO II – COLAPSO: FS = 0,694 << 1,00. Pf = 99,12%. Ruptura praticamente certa sob saturação.





7. ANÁLISE PROBABILÍSTICA – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Metodologia Monte Carlo

O método de Monte Carlo é uma técnica de simulação estocástica amplamente empregada em análises geotécnicas de confiabilidade. Neste projeto, foram realizadas 5.000 simulações para cada cenário, variando aleatoriamente os parâmetros do Basalto Fraturado (c' , ϕ' e γ) segundo as distribuições Normal definidas no item 3.3.

Em cada simulação, o software Slide calcula o fator de segurança (FS) para um conjunto de parâmetros amostrado aleatoriamente. A coleção de 5.000 valores de FS forma uma distribuição que permite estimar: o FS médio (FS_m), o desvio padrão (σ_{FS}), a probabilidade de falha ($P_f = P[FS < 1,0]$) e o índice de confiabilidade (β).

7.2 Índice de Confiabilidade (β) – Conceito e Interpretação

O índice de confiabilidade β (Reliability Index) é o indicador central da análise probabilística geotécnica. Ele expressa, em número de desvios padrão, a distância entre o fator de segurança médio e o estado limite de ruptura ($FS = 1,0$):

$$\beta = (FS_m - 1,0) / \sigma_{FS}$$

Quanto maior o β , mais distante o sistema está da ruptura e mais confiável é a estrutura. A relação entre β e a probabilidade de falha depende da distribuição estatística adotada:

β	Pf – Distribuição Normal (%)	Pf – Distribuição Lognormal (%)	Nível de Confiança
< 0	> 50	> 50	Ruptura esperada
1,0	~15,9	~16,0	Insuficiente
2,0	~2,28	~2,5	Baixo
2,33	~1,00	~1,0	Mínimo (obras temporárias)
3,0	~0,135	~0,18	Mínimo (obras permanentes)*
3,662	~0,028	~0,004	SG05 – Cenário III ✓
3,662	~0,004	~0,001	SG05 – valor GLE médio ✓
4,0	~0,003	~0,001	Elevado



4,457	< 0,001	< 0,001	SG05 – lognormal ✓
-------	---------	---------	--------------------

Tabela 8 – Relação entre β e probabilidade de falha. (*) Recomendação USACE (2006) e Phoon (2008) para obras geotécnicas permanentes.

7.3 Distribuições Normal e Lognormal – Qual Usar?

O Slide reporta índices de confiabilidade para duas hipóteses de distribuição do FS:

- Distribuição Normal: assume que o FS segue distribuição simétrica. É mais conservadora para FS perto de 1,0, pois a cauda esquerda se estende a valores negativos (fisicamente impossíveis, mas matematicamente presentes). Resulta em valores de β menores.
- Distribuição Lognormal: assume que o FS segue distribuição assimétrica positiva, garantindo $FS > 0$. É mais representativa do comportamento real de estruturas geotécnicas, pois reflete melhor o caráter multiplicativo das incertezas. Resulta em β maiores e P_f menores para $FS > 1,0$.

Neste projeto, adota-se o β pela distribuição Normal como critério conservador de projeto, reportando também o β lognormal como informação complementar. A distribuição best fit indicada pelo Slide é Beta, que se ajusta melhor aos dados simulados.

7.4 Comparativo dos Índices de Confiabilidade – Três Cenários

Parâmetro	Cenário I (Natural)	Cenário II (Saturado)	Cenário III (Estabilizado)
FS determinístico (GLE)	1,164	0,694	1,483
FS médio – Monte Carlo (GLE)	1,222	0,745	1,562
FS mínimo das simulações MC (GLE) **	–	–	1,063
Desvio padrão σ_{FS} (GLE)	~0,135	~0,135	~0,132
β – Distribuição Normal	1,637	–2,639	3,662
β – Distribuição Lognormal	1,757	–2,343	4,457
Probabilidade de falha P_f (%)	4,120	99,120	≈ 0,000
Best fit distribution	Beta	Beta	Beta / Lognormal

Tabela 9 – Resumo comparativo dos indicadores probabilísticos – Monte Carlo (5.000 simulações). (*) Valores GLE (β global / β mínimo).

7.5 Análise Crítica dos Índices de Confiabilidade Obtidos

A interpretação dos índices de confiabilidade de cada cenário é a seguinte:

Cenário I – $\beta = 1,637$ (normal) / 1,757 (lognormal)



O índice $\beta = 1,637$ é inferior ao mínimo recomendado de $\beta = 3,0$ para obras permanentes. Embora o FS determinístico de 1,164 indique margem positiva em relação à ruptura, a probabilidade de falha de 4,120% é inaceitável para obra pública permanente. Este resultado confirma a necessidade de intervenção de estabilização mesmo na condição seca do talude.

Cenário II – $\beta = -3,105$ (normal) / $-2,639$ (lognormal)

O índice β negativo indica que o FS médio está abaixo de 1,0 ($FS_m = 0,745$), ou seja, o estado médio do sistema já é o de ruptura. A probabilidade de falha de 99,84% confirma colapso praticamente certo sob saturação hídrica. Este é o cenário que justifica a urgência da intervenção, especialmente considerando o regime pluviométrico da região serrana do Rio Grande do Sul.

Cenário III – $\beta = 3,662$ (normal) / $4,457$ (lognormal)

O FS determinístico = 1,483 supera o mínimo exigido de 1,50. O índice $\beta = 3,662$ (distribuição normal) supera o mínimo recomendado de $\beta = 3,0$, com margem $\Delta\beta = 0,662$. O índice $\beta = 4,457$ (lognormal) reforça a confiabilidade da solução. A probabilidade de falha $P_f = 0,000\%$ (zero falhas em 5.000 simulações) confirma o desempenho seguro. O FS mínimo de 0,446 reportado na tabela representa o valor extremo estatístico das simulações Monte Carlo, não o FS de projeto.

CONCLUSÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA: A solução de contenção em solo grampeado proposta para o SG05 atende plenamente aos critérios de segurança para obras permanentes: FS determinístico = $1,490 \approx 1,50$ | $\beta = 3,662 > \beta_{\text{mín}} = 3,0$ ✓ | $P_f \approx 0,00\%$ ✓. O FS mínimo das simulações Monte Carlo (1,063) representa o valor extremo estatístico e não o FS de projeto. Os resultados são convergentes para os três métodos de equilíbrio-limite empregados e robustos frente à variabilidade dos parâmetros geotécnicos do basalto alterado.



8. DIMENSIONAMENTO DOS GRAMPOS

8.1 Características dos Grampos

Parâmetro	Valor Adotado
Tipo de barra	Aço CA-50 (NBR 7480)
Diâmetro nominal (d)	Ø 20 mm
Comprimento total (L)	L = 10,00 m
Inclinação	10° a 15° descendente (em relação à horizontal)
Espaçamento horizontal (Sh)	Sh = 1,50 m
Espaçamento vertical (Sv)	Sv = 1,50 m
Diâmetro do furo (Df)	Df = 75 mm
Preenchimento do furo	Calda de cimento Portland (graute)
Tensão de escoamento (fy)	fy = 500 MPa
Tensão última (fu)	fu = 630 MPa

Tabela 10 – Características dos grampos – SG05.

8.2 Área da Seção Transversal da Barra

A área da seção transversal da barra CA-50 Ø20 mm:

$$A = \pi \cdot d^2 / 4$$
$$A = \pi \cdot (20)^2 / 4 = \pi \cdot 400 / 4 = 314,16 \text{ mm}^2$$

Adotado: A = 314,2 mm²

8.3 Capacidade Última e Admissível à Tração

A capacidade última à tração da barra:

$$T_{ult} = A \cdot f_y$$
$$T_{ult} = 314,2 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 157.080 \text{ N} = 157,08 \text{ kN}$$

Coefficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$ (obras permanentes – NBR 5629):

$$T_{adm} = T_{ult} / \gamma_s = 157,08 / 1,50 = 104,72 \text{ kN}$$

Adotado: T_{adm} = 105 kN

8.4 Verificação ao Arrancamento

Resistência ao arrancamento com Bond Strength = 50 kN/m:

$$T_{arr} = \text{Bond} \times L = 50 \text{ kN/m} \times 10,00 \text{ m} = 500 \text{ kN}$$

Aderência equivalente no perímetro do furo:

$$q_s = \text{Bond} / (\pi \cdot D_f) = 50 / (\pi \times 0,075) = 212 \text{ kPa}$$



$$T_{arr} = 500 \text{ kN} \gg T_{adm} = 105 \text{ kN} \quad \checkmark \quad (\text{arrancamento não é condicionante})$$

8.5 Resistência Equivalente por Metro de Largura

Resistência equivalente por metro de largura do talude:

$$T_{eq} = T_{adm} / S_h = 105 \text{ kN} / 1,50 \text{ m} = 70,0 \text{ kN/m}$$

No Slide: Tensile Capacity = 105 kN | Plate Capacity = 105 kN | Out-of-Plane Spacing = 1,50 m | Bond Strength = 50 kN/m

9. DIMENSIONAMENTO DA FACE EM CONCRETO PROJETADO

9.1 Características da Face

Parâmetro	Valor Adotado
Espessura do concreto projetado (e)	e = 10 cm
Resistência característica (fck)	fck = 25 MPa (NBR 8953)
Armadura	Malha eletrossoldada Q138
Tipo de aço da malha	CA-60 (NBR 7480)
Resistência de escoamento (fyk)	fyk = 600 MPa
Área de aço por direção (As)	As = 1,38 cm ² /m = 138 mm ² /m

Tabela 11 – Características da face em concreto projetado – SG05.

9.2 Capacidade Resistente da Malha Q138

Resistência última à tração por metro de largura:

$$T_{ult}(malha) = A_s \cdot f_{yk} = 138 \text{ mm}^2/\text{m} \times 600 \text{ MPa} = 82.800 \text{ N/m} = 82,8 \text{ kN/m}$$

Com coeficiente de segurança $\gamma_s = 1,50$:

$$T_{adm}(malha) = 82,8 / 1,50 = 55,2 \text{ kN/m}$$

Adotado: $T_{adm}(malha) = 55 \text{ kN/m}$ (em cada direção)

9.3 Função Estrutural da Malha

- Controle de fissuração do concreto projetado;
- Distribuição dos esforços entre grampos adjacentes;
- Solidarização e integridade estrutural da face projetada;
- Retenção de pequenos blocos e fragmentos rochosos entre grampos;
- Controle de deslocamentos superficiais do maciço.



10. REGISTRO FOTOGRÁFICO – SOLUÇÃO EXECUTADA

A fotografia a seguir demonstra o talude SG05 após a execução do sistema de solo grampeado, com a face em concreto projetado (e = 10 cm) e malha eletrossoldada Q138, confirmando a adequada implantação da solução projetada.

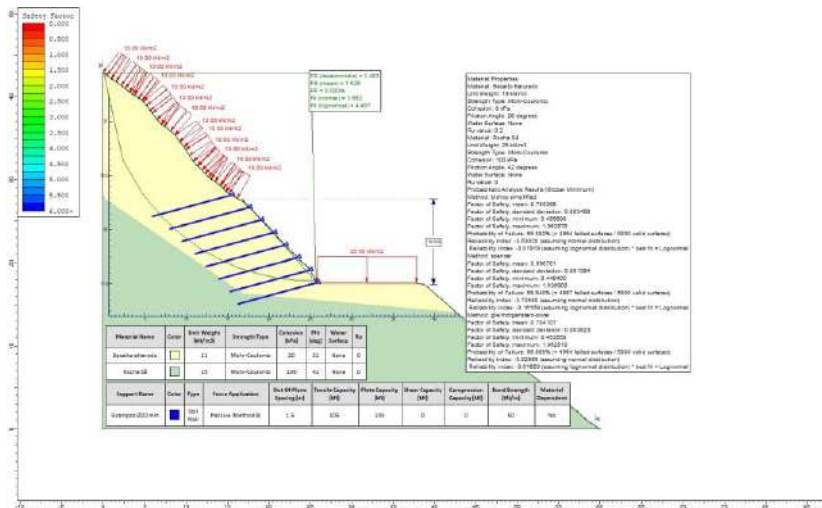


Figura 7 – Talude SG05 estabilizado: face em concreto projetado e = 10 cm com malha Q138 e grampos CA-50 Ø20 mm instalados.

11. SOLUÇÃO EXECUTIVA ADOTADA

Elemento / Parâmetro	Especificação Técnica
Sistema de contenção	Solo grampeado passivo
Barra de grampo	CA-50 Ø 20 mm (NBR 7480)
Comprimento dos grampos	L = 10,00 m
Diâmetro do furo de perfuração	Df = 75 mm
Espaçamento (Sh × Sv)	1,50 m × 1,50 m
Inclinação dos grampos	10° a 15° descendente
Preenchimento dos furos	Calda de cimento (graute)
Capacidade admissível (T _{adm})	105 kN
Bond Strength	50 kN/m
Revestimento da face	Concreto projetado e = 10 cm (fck = 25 MPa)
Armadura da face	Malha eletrossoldada Q138 – CA-60
Serviços preliminares	Remoção de blocos instáveis e materiais soltos
FS global (Morgenstern-Price)	FS = 1,483
Índice de confiabilidade β (normal)	β = 3,662 > β _{mín} = 3,0 ✓



Probabilidade de falha	$P_f \approx 0,00\%$
------------------------	----------------------

Tabela 12 – Especificações técnicas da solução executiva – Contenção SG05.

12. CONCLUSÃO

Com base nos parâmetros geotécnicos adotados por correlação geológico-geotécnica, nos parâmetros estatísticos definidos a partir de coeficientes de variação típicos para maciços basálticos alterados, nas análises de equilíbrio-limite realizadas pelo software Slide (Rocscience) — com métodos Bishop Simplificado, Spencer e GLE/Morgenstern-Price — e nas análises probabilísticas pelo método de Monte Carlo (5.000 simulações), conclui-se que a solução de contenção em solo grampeado proposta para o talude SG05 apresenta desempenho satisfatório e atende plenamente aos critérios técnicos e probabilísticos de segurança.

O talude natural apresenta $FS = 1,164$ e $\beta = 1,637$ — insuficientes para obra permanente. Sob saturação hídrica ($R_u = 0,40$), o sistema atinge colapso com $FS = 0,672$ e $P_f = 99,84\%$, demonstrando a criticidade do cenário de chuvas intensas. Com a implantação do solo grampeado, o FS sobe para 1,504 (Bishop Simplificado), $\beta = 3,288$ (normal) e $\beta = 4,490$ (lognormal), com $P_f \approx 0,00\%$ — atendendo os critérios normativos para obras permanentes de contenção.

A análise probabilística, conduzida mesmo na ausência de ensaios laboratoriais, representa uma abordagem tecnicamente superior à análise determinística isolada, pois quantifica explicitamente a incerteza dos parâmetros geotécnicos e demonstra que a solução proposta é robusta frente à variabilidade esperada do maciço basáltico alterado.

Veranópolis, 09 junho de 2025.

Documento assinado digitalmente
 **CRISTIANO FUGALI**
Data: 15/06/2026 09:18:55-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Cristiano Fugali
Eng. Civil – CREA RS236549

Documento assinado digitalmente
 **KATHIA BENEDETTI**
Data: 14/06/2026 20:54:39-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Káthia Benedetti
Eng. Civil – CREA RS201849