

PROJETO DE MELHORAMENTO COM AUMENTO DE CAPACIDADE

**Trecho: ENTR. ACESSO SANTO ANTÔNIO DE LISBOA - ENTR.
SC-404 (P/ LAGOA DA CONCEIÇÃO)**

Subtrecho: KM 12+695 e KM 19+285

**PROJETO GEOTÉCNICO
BÁSICO-VIADUTO 02
(Terra Armada)**

**PROJETO GEOTÉCNICO (BÁSICO) DE CONTENÇÃO
EM MURO DE SOLO REFORÇADO – TERRA ARMADA**

VIADUTO 02 – ACESSO SACO GRANDE

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	4
2	LOCALIZAÇÃO DO VIADUTO	5
3	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	6
3.1	Sondagens a percussão (SPT).....	6
4	ESTABILIDADE DE TALUDES	7
4.1	Condições de estabilidade	8
4.1.1	Estabilidade Interna.....	8
4.1.2	Estabilidade Externa	8
4.1.3	Estabilidade Global	9
5	MEMORIAL DESCRITIVO	9
5.1	Muro de solo reforçado com fitas metálicas – Terra Armada	9
6	MEMORIAL DE CÁLCULO	14
6.1	Material de enchimento do maciço armado – critérios normativos.....	14
6.2	Parâmetros geotécnicos dos solos	17
6.3	Classificação da obra	17
6.4	Fitas metálicas.....	17
6.5	Carregamentos externos	18
6.6	Metodologia de cálculo.....	18
6.7	Análise de estabilidade.....	22
6.7.1	Análise de estabilidade – Seção H = 1,5 m.....	24
6.7.1.1	<i>Estabilidade externa.....</i>	<i>24</i>
6.7.1.2	<i>Estabilidade interna.....</i>	<i>24</i>
6.7.2	Análise de estabilidade – Seção H = 2,0 m.....	25
6.7.2.1	<i>Estabilidade externa.....</i>	<i>25</i>
6.7.2.2	<i>Estabilidade interna.....</i>	<i>25</i>
6.7.3	Análise de estabilidade – Seção H = 2,5 m.....	26
6.7.3.1	<i>Estabilidade externa.....</i>	<i>26</i>
6.7.3.2	<i>Estabilidade interna.....</i>	<i>26</i>
6.7.4	Análise de estabilidade – Seção H = 3,0 m.....	27
6.7.4.1	<i>Estabilidade externa.....</i>	<i>27</i>
6.7.4.2	<i>Estabilidade interna.....</i>	<i>27</i>

6.7.5	Análise de estabilidade – Seção H = 3,5 m	28
6.7.5.1	<i>Estabilidade externa</i>	28
6.7.5.2	<i>Estabilidade interna</i>	28
6.7.6	Análise de estabilidade – Seção H = 4,0 m	29
6.7.6.1	<i>Estabilidade externa</i>	29
6.7.6.2	<i>Estabilidade interna</i>	29
6.7.7	Análise de estabilidade – Seção H = 4,5 m	30
6.7.7.1	<i>Estabilidade externa</i>	30
6.7.7.2	<i>Estabilidade interna</i>	30
6.7.8	Análise de estabilidade – Seção H = 5,0 m	31
6.7.8.1	<i>Estabilidade externa</i>	31
6.7.8.2	<i>Estabilidade interna</i>	31
6.7.9	Análise de estabilidade – Seção H = 5,5 m	32
6.7.9.1	<i>Estabilidade externa</i>	32
6.7.9.2	<i>Estabilidade interna</i>	32
6.7.10	Análise de estabilidade global	33
ANEXO A – SONDAgens SPT		34

1 INTRODUÇÃO

Este relatório técnico apresenta o memorial descritivo e de cálculo, referente ao Projeto Básico de contenção em solo reforçado, do tipo Terra Armada, elaborado para o projeto do Viaduto Acesso Saco Grande - Viaduto 02, a ser executado na rodovia SC-401, bairro Saco Grande, em Florianópolis-SC.

2 LOCALIZAÇÃO DO VIADUTO

O Viaduto Acesso Saco Grande está localizado na Rodovia SC-401, nas proximidades do encontro desta com a Rua Virgílio Várzea, no bairro Saco Grande, Município de Florianópolis-SC. A imagem abaixo apresenta a localização onde será executada a obra.



Figura 1: Localização do Viaduto 02 - Viaduto Acesso Saco Grande.

3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Neste projeto, foram adotadas as investigações já realizadas pela contratante, compostas por sondagens a percussão (SPT), localizadas conforme a imagem abaixo:



Figura 2: Localização das Sondagens SPT realizadas.

3.1 Sondagens a percussão (SPT)

Foram realizadas duas sondagens do tipo SPT, localizadas nas regiões de cabeceira do viaduto, as quais são as áreas que receberão os maiores carregamentos no solo de fundação e ao longo do corpo do solo reforçado.

Ambas as sondagens identificaram solo de fundação com elevada resistência à penetração do amostrador padrão, com N_{SPT} registrados a partir de 11 golpes já nas camadas superficiais. Os boletins de sondagem são apresentados em anexo.

4 ESTABILIDADE DE TALUDES

De acordo com a literatura e a NBR 11682/2009 (Estabilidade de encostas), Fator de Segurança – F_s é a relação entre a resistência média ao cisalhamento do solo e a resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

A resistência ao cisalhamento de um solo tem duas componentes: coesão e ângulo de atrito, ambos obtidos através de ensaios de cisalhamento direto, triaxial, correlações com SPT e retroanálises.

As análises de estabilidade são realizadas por equilíbrio limite onde o valor do Fator de Segurança F_s pode ser obtido por diversos métodos como por exemplo Bishop simplificado, Fellenius, Janbu etc.

Geralmente, o resultado do fator de segurança é obtido através de análises computacionais, admitindo-se normalmente que a superfície crítica de ruptura seja do tipo circular. Deste modo, o solo acima da superfície de ruptura é dividido em fatias verticais e a partir daí, efetua-se o cálculo do equilíbrio de forças para suportar as fatias. Com o auxílio do software são determinadas e analisadas inúmeras superfícies de ruptura o que seria inviável manualmente.

O princípio básico da equação da análise de estabilidade de encostas é relação entre as forças resistentes da encosta e as forças atuantes na encosta:

$$F_s = \frac{\sum \text{Forças Resistentes}}{\sum \text{Forças Atuantes}}$$

Método de Bishop Simplificado:

$$FS = \frac{\sum \left[(b \cdot c + W - u \cdot b) \tan \phi \frac{1}{M_{(a)}} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

$$M_{(a)} = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{FS} \right)$$

Tabela 1: Parâmetros geotécnicos adotados nas análises

COEFICIENTE DE SEGURANÇA	CONDIÇÃO DO TALUDE
$F_s < 1,0$	Talude instável
$F_s = 1,0$	Condição limite de estabilidade
$F_s > 1,0$ (pouco maior)	Condição estável
$F_s \gg 1,0$ (muito maior)	Condição estável

Ainda, de acordo com a NBR 11682/2009 os fatores de segurança mínimos a serem adotados para deslizamentos deverão seguir ao disposto na Tabela 03 da referida norma e apresentados na Tabela deste documento.

4.1 Condições de estabilidade

Na análise de estabilidade para taludes e contenções devem ser verificadas as condições de estabilidade de acordo com cada tipo de estrutura.

4.1.1 Estabilidade Interna

A verificação da estabilidade interna para o caso dos muros de solo reforçado, cortinas atirantadas e solo grampeado refere-se a análise de duas condições: aderência solo-reforço e ruptura do reforço. Para que a estabilidade seja garantida, a resistência de aderência e a resistência a tração do reforço deverão ser superiores ao esforço máximo de tração atuante nos reforços. O fator de segurança adotado para estes casos é da ordem de no mínimo 1,5.

4.1.2 Estabilidade Externa

No caso de muros de gravidade, flexão ou de solo reforçado, a estabilidade externa está relacionada as condições de segurança: contra ao tombamento, deslizamento e contra a ruptura do solo de fundação. Os valores dos fatores de segurança mínimos a serem atingidos em cada verificação estão apresentados na tabela abaixo:

Tabela 2: Requisitos para estabilidade de muros de contenção (NBR 16920-1/2021)

Verificação da segurança	Fator de segurança mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento da base	1,5
Capacidade de carga da fundação	3,0*

* Para muros do tipo Terra Armada a NBR 16920-1/21 admite $F_s = 2,0$

4.1.3 Estabilidade Global

Após verificada as condições de estabilidade interna e externa, deve-se verificar ainda a estabilidade global do conjunto. Para tanto, a NBR 11682/2009 apresenta os fatores de segurança mínimos, contra danos materiais e vidas humanas, a serem alcançados.

Tabela 3: Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (Modificado de NBR 11682/2009)

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	ALTO	MÉDIO	BAIXO
ALTO	1,5	1,5	1,4
MÉDIO	1,5	1,4	1,3
BAIXO	1,4	1,3	1,2

5 MEMORIAL DESCRITIVO

A seguir, na Tabela é apresentada a relação das contenções indicadas para o projeto em questão.

Tabela 4: Relação das contenções projetadas

Contenção	Início	Fim	Lado	Tipo
A-B	0+10,78	2+19,33	LD	Terra Armada
B-C	2+19,33	2+19,33	Cabeceira	Terra Armada
C-D	2+19,33	0+10,78	LE	Terra Armada
G-H	9+5,50	11+0,71	LE	Terra Armada
G-F	9+5,50	9+5,50	Cabeceira	Terra Armada
F-E	9+5,50	11+0,71	LD	Terra Armada

5.1 Muro de solo reforçado com fitas metálicas – Terra Armada

Trata-se de uma solução já consagrada pelo seu uso e desempenho sendo regida pela norma ABNT NBR 16920-1/21.

Os maciços em Terra Armada atuam pela associação de um aterro compactado, de composição predominantemente granular, reforçado com armaduras flexíveis e protegido por um paramento externo formado placas de concreto, denominadas “escamas”.

As armaduras são conectadas às placas de concreto por meio de fixadores, também de aço, dispostas horizontalmente à medida que o aterro vai sendo construído. O

espaçamento horizontal e vertical entre fitas é definido em projeto em função do valor das tensões atuantes em cada nível de reforço.

O paramento externo possui função estrutural secundária, sendo responsável apenas pelo equilíbrio das tensões nas proximidades da face do muro e também, pelo confinamento do material de enchimento, evitando assim, rupturas localizadas, entre as armaduras.

Na base da primeira linha de placas executa-se uma soleira de concreto simples, de no mínimo 0,35 m de largura por 0,15 m de espessura, dimensões estas que variam em função da altura do paramento, cuja função é promover uma superfície limpa e nivelada para assentamento do primeiro nível de escamas.

As demais escamas são colocadas nos espaços deixados pelas precedentes. A montagem e colocação das armaduras se desenvolve junto com a execução do aterro.

As armaduras mais utilizadas são nervuradas de aço de baixo teor de carbono, com galvanização em zinco. Apresentam, em geral, largura mínima 40 50 e 60 mm e espessura de 4,0 mm.

O aterro é espalhado com equipamentos normais de terraplenagem.

Ainda, os muros de solo reforçado do tipo Terra Armada são divididos em três categorias:

- **Muros de greide** - Quando paramento termina junto com greide de terraplanagem ou pavimentação;
- **Muros de pé de talude** – Quando o paramento finaliza abaixo do greide de terraplanagem restando acima dele um talude de aterro compactado;
- **Muros Portantes** – Quando nos encontros de viadutos as obras de arte especiais são projetadas com apoios portantes os quais são apoiados diretamente no topo do maciço.

Nas figuras a seguir podem ser visualizados detalhes esquemáticos e exemplos de obras em Terra Armada.

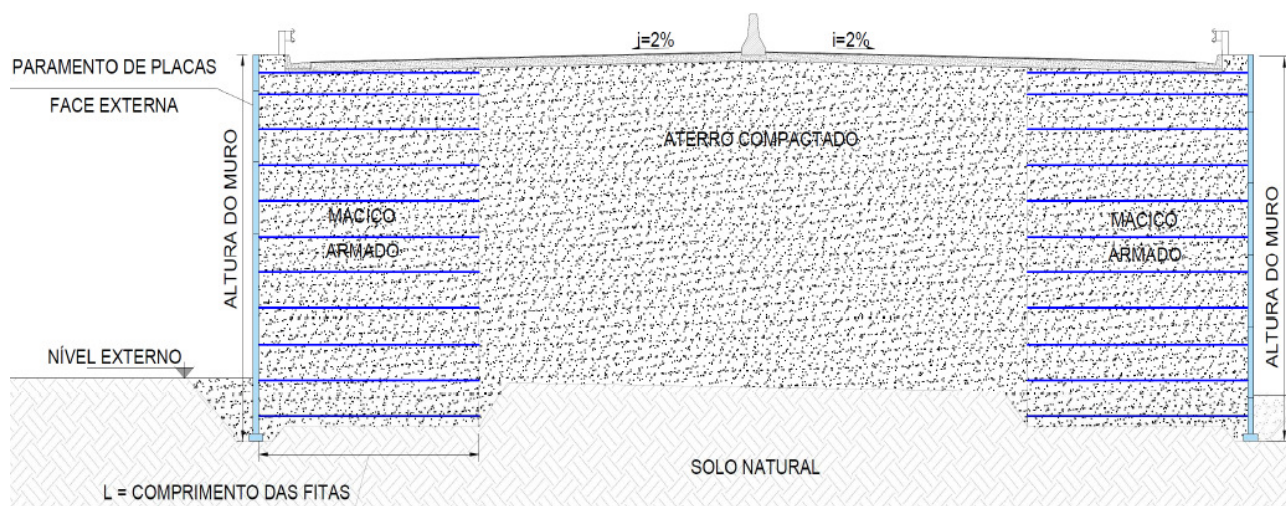


Figura 3: Seção típica de um muro em Terra Armada

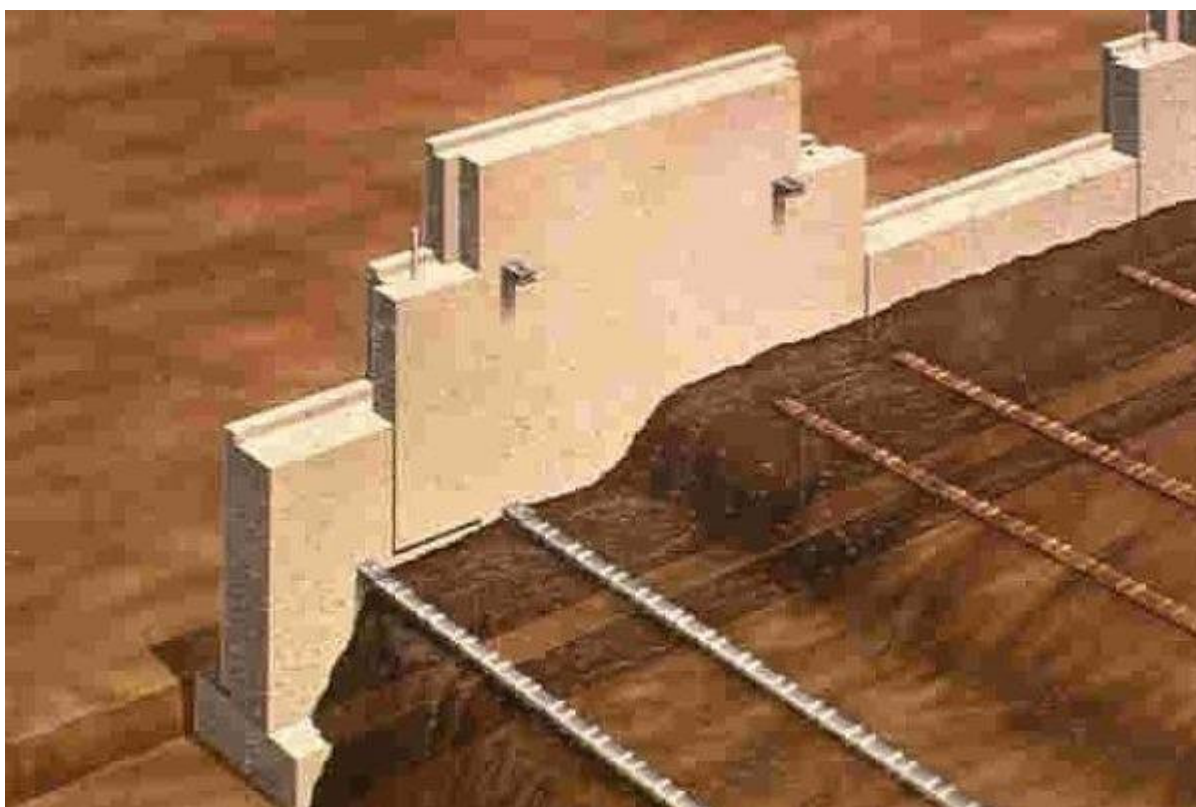


Figura 4: Detalhe do paramento, fixadores e armaduras.



Figura 5: Detalhe das armaduras na região dos encontros de OAE's.



Figura 6: Detalhe da compactação manual e mecanizada.



Figura 7: Vista de uma obra em Terra Armada em final de execução.



Figura 8: Vista frontal de um muro finalizado.

6 MEMORIAL DE CÁLCULO

A seguir serão apresentados os parâmetros e especificações técnicas dos materiais considerados para o dimensionamento do muro de solo reforçado.

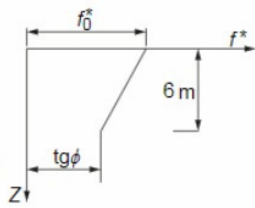
6.1 Material de enchimento do maciço armado – critérios normativos

Baseando-se na premissa de que a eficiência do maciço em terra armada está relacionada ao atrito entre o solo e os elementos de reforço, a escolha do material de aterro para a região das armaduras leva em consideração o seu ângulo de atrito interno e a sua granulometria, dependendo da classe em que esse esteja enquadrado segundo a Tabela D.1 da NBR 16920-1/21.

Portanto, no dimensionamento foi considerado que o solo deve apresentar as características a seguir, adotando-se o uso de armaduras nervuradas:

- Estar enquadrado como solo **grupo A**, conforme a Tabela 1 extraída da norma NBR 16920-1/21. Neste grupo podem ser indicados materiais como areia, areia artificial, pedrisco ou bica corrida, ou qualquer outro material nas imediações da obra que atenda aos critérios desta faixa: conter no máximo 15% de finos com diâmetro menor ou igual a 0,075 mm. Caso tenha mais que 15% de finos com 0,075 mm de diâmetro, o solo deverá conter no máximo 10% de partículas com diâmetro menor ou igual a 0,020mm. A seleção deste tipo de material deve ser realizada por meio de ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação;
- No caso da utilização de solos do **grupo B** (Tabela 1), ou seja, com porcentagem de finos com diâmetro equivalente a 0,020mm variando entre 10% a 20% e índice de plasticidade (IP) inferior a 6, deve-se realizar além do ensaio de granulometria, ensaios de cisalhamento direto com amostra compactada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez.

Tabela 5: Faixa granulométrica dos solos do grupo A e B para uso com armaduras nervuradas (modificado de NBR 16920-1/21)

Solo grupo	Granulometria e IP	Atrito interno	Atrito solo-armadura
A (Arenoso)	$0,075 \text{ mm} \leq D_{15}$ ou $0,020 \text{ mm} \leq D_{10}$	Critério mecânico atendido	
B (Arenoso)	$D_{20} \geq 0,020 \text{ mm} > D_{10}$ e $IP < 6$	Critério mecânico atendido	

A norma estabelece ainda as equações a serem empregadas a fim de se obter o coeficiente de atrito aparente solo-armadura, considerado constante ao longo do comprimento de uma determinada armadura e definido como:

$$f^* = \frac{\tau_{\text{máx}}}{\sigma_V}$$

Onde:

$\tau_{\text{máx}}$ – tensão tangencial máxima mobilizada no contato solo-armadura;

σ_V – tensão efetiva vertical média do nível considerado.

Reconhecidamente, a resistência das interfaces solo-reforços é, para armaduras de superfície rugosas ou com saliências, superior quando comparada a armaduras lisas. Mecanicamente, entende-se que a rugosidade provoca um aumento da zona do maciço envolvente aos reforços, a qual fica sujeita a deformações de corte e, nos solos compactos, a aumentos de volume que, ao estarem impedidos, ocasionam o crescimento das tensões normais. Por outro lado, atendendo ao mecanismo sucintamente descrito, compreende-se que as diferenças de comportamento devidas à natureza da superfície das armaduras são tanto menores quanto menos compactos e dilatantes forem os solos (FELIX, 1991). Dessa forma, compreende-se que, para solos cujos comportamentos em termos de compactidade e dilatância forem satisfatórios, torna-se interessante a adoção de armaduras com

superfícies corrugadas, em detrimento do uso de armaduras lisas. Tais solos são descritos pela NBR 16920-1/21 como solos dos grupos A e B (arenosos), nos quais a resistência da superfície de contato entre o solo e um dado material é fortemente condicionada pelas características de dilatância do solo.

A resistência na interface solo-reforço, considerando o efeito da dilatância e a interação do solo com as nervuras da fita, para solos compactados cuja granulometria atenda aos critérios para tipo A e B (tabela 5), é feita por meio da variação no coeficiente de atrito aparente. A referida norma apresenta o valor de f^* variando em função da profundidade Z , contada do topo para a base, de acordo com a equação:

$$f^* = f_o^* \left(1 - \frac{Z}{Z_o} \right) + \text{tg } \phi_o \left(\frac{Z}{Z_o} \right), \text{ para } Z < Z_o$$
$$f^* = \text{tg } \phi_o, \text{ para } Z \geq Z_o$$

Onde Z_o é definido como 6 m.

O trecho inclinado da reta de $f^* = f(Z)$ (diagrama da Tabela 1) é decorrente da influência da dilatância do material de aterro nas vizinhanças da armadura. O coeficiente f_o^* , é apresentado pela NBR 16920-1/21 como:

$$f_o^* = 1,2 + 1 \log_{10} C_u$$

Onde C_u é o coeficiente de uniformidade do solo.

A consideração de f_o^* permite a obtenção de comprimentos de armaduras inferiores aos comprimentos obtidos para cálculos que não consideram o efeito da dilatância nos solos granulares.

Ainda, a norma salienta que, para solos que se enquadrem no tipo D, bem como para projetos dimensionados com armaduras lisas, não se considera o efeito da dilatância e, dessa forma, o fator f^* é dado como constante.

6.2 Parâmetros geotécnicos dos solos

Para o material de enchimento, a definição dos parâmetros geotécnicos se deu de maneira a atender aos critérios mínimos preconizados pela NBR 16920-1/21 para materiais dos grupos A e B. Já no caso do solo de fundação, os parâmetros geotécnicos foram obtidos através de correlação com o ensaio SPT.

No dimensionamento dos muros, os parâmetros de resistência ao cisalhamento coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ') utilizados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Parâmetros geotécnicos adotados

Parâmetros geotécnicos adotados nas análises				
Material	γ (kN/m ³)	ϕ'°	c' (kPa)	Atrito solo-armadura (f'_0)
Solo de enchimento (zona reforçada)	19,0	37,0	0,0	1,5
Solo do tardo (zona não reforçada)	19,0	37,0	0,0	---
Solo de fundação	18,0	30,0	5,0	---

6.3 Classificação da obra

Conforme o Anexo D, item D.3.2, da norma NBR 16920-1/21, as contenções em Terra Armada do presente projeto foram classificadas como obra de vida útil projetada a partir de 50 anos e, em função da agressividade do meio, como obras não inundáveis, tendo em vista que não são registrados históricos de alagamentos. As classificações adotadas servem de premissa para a adoção da espessura de sacrifício das armaduras, descrita na Tabela D.3 da referida norma.

6.4 Fitas metálicas

As fitas metálicas utilizadas no maciço armado devem apresentar as seguintes características:

- Aço Tipo ASTM A572;
- Largura nominal (b) = 40 mm
- Espessura nominal (e_0) = 4,0 mm;
- Tensão de escoamento característico - $f_y = 345$ Mpa;
- Vida útil da obra = 50 anos;

- Espessura de sacrifício (e_s) = 0,75 mm;
- Diâmetro do furo de passagem do parafuso = 13,00 mm.

6.5 Carregamentos externos

Como cargas externas adotou-se o seguinte carregamento:

- Carga de tráfego (q_1) = 25 kPa.

6.6 Metodologia de cálculo

No dimensionamento dos esforços atuantes externa e internamente ao muro, fez-se uso das equações clássicas da mecânica dos solos e das premissas constantes na norma NBR 16920-1/21 (Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros). No caso, para cálculo dos empuxos, empregou-se a teoria de Coulomb para solos não-coesivos, que considera o atrito existente entre o solo e o paramento.

Para o muro em Terra Armada foram dimensionados paramentos seguindo a metodologia de cálculo preconizada pelo Anexo D da NBR 16920-1/21, em que:

- **Esforço de tração máximo nas armaduras:**

$$T_{\text{máx}} = \frac{\Delta H}{N} \cdot \sigma_3$$

sendo

$$\sigma_3 = K \cdot \sigma_1 + \Delta\sigma_3$$

- **Resistência a tração das armaduras:**

$$T_{\text{máx}} \leq \bar{T}_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} \cdot T_r \cdot \frac{e_c}{e_o}$$

$$\alpha \cdot T_{\text{máx}} \leq \bar{T}_{r2} = \frac{1}{\gamma_r} \cdot T_r \cdot \frac{b'}{b} \cdot \frac{e_c}{e_o}$$

- **Aderência solo-armadura:**

$$T_{\text{máx.}} \leq \bar{T}_f \text{ sendo } \bar{T}_f = \frac{1}{\gamma_f} \cdot f^*(z) \cdot \sigma_V(z) \cdot L_a(z)$$

- **Segurança contra o deslizamento da base:**

$$Q_h < \bar{Q}_h$$

$$\bar{Q}_h = \frac{1}{\gamma_d} \cdot f \cdot Q_v$$

$$f = \text{tg } \phi$$

- **Segurança contra o tombamento:**

$$\frac{M_o}{R_v} \leq \frac{B}{6}$$

- **Segurança contra a ruptura do solo de fundação:**

$$q_v = \frac{R_v}{B'} \quad B' = B - 2 \frac{M_o}{R_v}$$

$$\bar{q} = q_o + \frac{1}{\gamma_s} \Delta q_r$$

Da mesma forma, os fatores de segurança mínimos adotados são os prescritos na referida norma.

Ainda, para o cálculo da capacidade de carga da fundação, foram empregados os fatores de capacidade de carga modificados de Terzaghi (N_c' , N_q' e $N'y$) (DAS, 2011).

A figura a seguir apresenta as notações utilizadas no dimensionamento dos muros em Terra Armada.

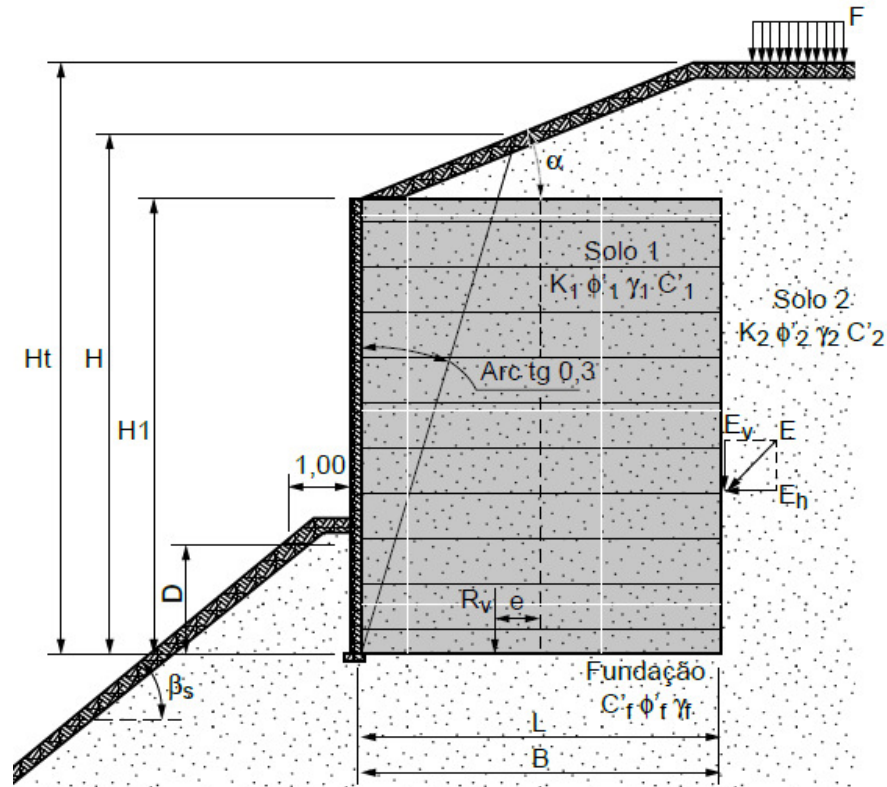


Figura 9: Vista frontal de um muro finalizado.

Onde:

H = Altura mecânica

H1 = Altura livre de paramento

D = Ficha

L=B = Comprimento das tiras metálicas

α = Inclinação do talude de aterro.

As tabelas de resultados do dimensionamento apresentam a verificação da estabilidade externa, quanto à segurança contra o deslizamento do maciço ao longo da base, segurança contra o tombamento e segurança contra a ruptura do solo de fundação. Da mesma forma, são apresentados os resultados para estabilidade interna, com a verificação da resistência das fitas contra a ruptura por tração e contra a ruptura por falta de aderência solo-armadura; ou seja, comparam-se tais resistências com o esforço de

tração máxima das armaduras já considerando os fatores de segurança para cada caso. Ainda, nestas mesmas tabelas, as colunas em amarelo com os resultados das verificações indicam “Ok” para a situação estável ou a opção “Verificar” para a situação instável. Quando o resultado da verificação indica “Verificar” deve-se refazer o dimensionamento da estrutura até alcançar a situação de estabilidade indicada por “Ok”.

Onde:

H = Altura mecânica

H1 = Altura livre de paramento

Er – Empuxo resultante (kN/m)

Rv – Resultante vertical (kN/m)

Mr – Momento resistente (kN/m)

Ma – Momento atuante (kN/m)

Fsd – Fator de segurança contra o deslizamento

Fst – Fator de segurança contra o tombamento

Fsrf – Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

ΔH – Espaçamento vertical

Sh – Espaçamento horizontal

N1 – Número de fitas por metro linear

N2 – Número de fitas por placa a cada nível de reforço

N3 – Número de fitas por placa

Cota – Nível do reforço em relação ao topo do paramento

T_{máx} – Esforço de tração nas fitas

Tr1 – Resistência a tração das armaduras na seção plena

Tr2 – Resistência a tração das armaduras na seção do furo

Tf – Resistência de aderência solo-armadura

L - Comprimento das tiras metálicas

b – largura das tiras metálicas

➤ Armaduras

Conforme os parâmetros apresentados na tabela a seguir, as resistências à tração das fitas metálicas na seção plena e na seção com furo, podem ser consideradas como:

Tabela 7: Valores de resistência para as armaduras adotadas em projeto

Verificação da Resistência a Tração das Armaduras													
Vida Útil mínima	Aço	Fy (Mpa)	Resist. a Tração da Armadura (kN)	eo - (mm)	Espessura de Sacrificios - (mm)	ec - (mm)	b - (mm)	d - (mm)	b' - (mm)	α	FS	Tr1 - (kN)	Tr2 - (kN)
50,00	A 572	345	55,20	4,00	0,75	3,25	40,00	13,00	27,00	0,85	1,50	29,90	23,74
50,00	A 572	345	69,00	4,00	0,75	3,25	50,00	13,00	37,00	0,85	1,50	37,38	32,54
50,00	A 572	345	82,80	4,00	0,75	3,25	60,00	13,00	47,00	0,85	1,50	44,85	41,33

A metodologia de cálculo anteriormente descrita, considera inicialmente, fitas de 40 mm, sendo adotadas maiores larguras, quando essa dimensão não satisfaz o critério de estabilidade.

➤ Método executivo

A execução dos muros em Terra Armada deverá seguir ao disposto na norma NBR 16920-1/21 e no Manual de custos de infraestrutura de transportes, Volume 10, Manuais Técnicos, do DNIT/2017.

6.7 Análise de estabilidade

A seguir, serão apresentados os resultados das análises de estabilidade externa e interna, realizadas para as seções de 1,5 m a 5,5 m de altura.

Na sequência é apresentada a análise de estabilidade global para a seção mais crítica, neste caso, a seção de 5,5 metros de altura. Conseqüentemente, para alturas inferiores, os fatores de segurança serão superiores aos encontrados para seção crítica.

Tabela 8: Seções de cálculo – Viaduto 02 - Viaduto Acesso Saco Grande

Seção	Altura (m)
01	1,5
02	2,0
03	2,5
04	3,0
05	3,5
06	4,0
07	4,5
08	5,0
09	5,5

6.7.1 Análise de estabilidade – Seção H = 1,5 m

6.7.1.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	1,50	4,63	25,00	8,12

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

Fsd = (Fv * tg φ') / Fh				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
5,62	85,50	0,43	35,00	6,57

➤ Fator de segurança contra o tombamento

Fst = Mr / Ma		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
128,25	7,21	17,78

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	B' = B - 2e	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	9,00	2,83	18,99	8,31	4,39	281,60	30,20	9,33

6.7.1.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verific ação Tr1	Tr2 - (kN)	Verific ação Tr2	Tf - (kN)	Verifica ção Tf	L fita (m)	b - (mm)
1,50	2,82	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,52	29,90	Ok	23,74	Ok	8,64	Ok	3,00	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		10,46	29,90	Ok	23,74	Ok	10,75	Ok	3,00	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	13,72	29,90	Ok	23,74	Ok	15,98	Ok	3,00	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		17,31	29,90	Ok	23,74	Ok	21,31	Ok	3,00	40,00

6.7.2 Análise de estabilidade – Seção H = 2,0 m

6.7.2.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	2,00	8,18	25,00	10,79

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
11,99	132,67	0,43	35,00	4,77

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
232,17	15,06	15,42

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	B' = B - 2e	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	8,91	3,27	18,99	8,31	4,39	298,31	40,53	7,36

6.7.2.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verific ação Tr1	Tr2 - (kN)	Verific ação Tr2	Tf - (kN)	Verifica ção Tf	L fita (m)	b - (mm)
2,0	3,3	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,41	29,90	Ok	23,74	Ok	8,59	Ok	3,50	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		10,12	29,90	Ok	23,74	Ok	11,16	Ok	3,50	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,93	29,90	Ok	23,74	Ok	16,01	Ok	3,50	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		15,72	29,90	Ok	23,74	Ok	20,43	Ok	3,50	40,00

6.7.3 Análise de estabilidade – Seção H = 2,5 m

6.7.3.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	2,50	12,85	25,00	13,53

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
19,25	190,00	0,43	35,00	4,26

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
380,00	26,43	14,38

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	9,00	3,72	18,99	8,31	4,39	316,79	51,05	6,21

6.7.3.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verific ação Tr1	Tr2 - (kN)	Verific ação Tr2	Tf - (kN)	Verifica ção Tf	L fita (m)	b - (mm)
2,5	3,82	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,39	29,90	Ok	23,74	Ok	9,03	Ok	4,00	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		10,06	29,90	Ok	23,74	Ok	11,82	Ok	4,00	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,80	29,90	Ok	23,74	Ok	16,76	Ok	4,00	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		15,48	29,90	Ok	23,74	Ok	21,13	Ok	4,00	40,00

6.7.4 Análise de estabilidade – Seção H = 3,0 m

6.7.4.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	3,00	18,50	25,00	16,23

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
27,61	228,00	0,43	35,00	3,56

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
456,00	41,66	10,95

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	9,00	3,63	18,99	8,31	4,39	313,34	62,73	4,99

6.7.4.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verific ação Tr1	Tr2 - (kN)	Verific ação Tr2	Tf - (kN)	Verifica ção Tf	L fita (m)	b - (mm)
3,0	4,32	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,40	29,90	Ok	23,74	Ok	8,57	Ok	4,00	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		10,09	29,90	Ok	23,74	Ok	10,74	Ok	4,00	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,87	29,90	Ok	23,74	Ok	15,46	Ok	4,00	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		15,61	29,90	Ok	23,74	Ok	19,75	Ok	4,00	40,00
		3,39	0,750	0,750	1,33	2,0	2,0	18,38	29,90	Ok	23,74	Ok	25,36	Ok	4,00	40,00

6.7.5 Análise de estabilidade – Seção H = 3,5 m

6.7.5.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	3,50	25,11	25,00	18,91

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
37,04	265,62	0,43	35,00	3,09

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
531,24	61,15	8,69

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	8,91	3,54	18,99	8,31	4,39	308,84	75,04	4,12

6.7.5.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verificação Tr1	Tr2 - (kN)	Verificação Tr2	Tf - (kN)	Verificação Tf	L fita (m)	b - (mm)
3,5	4,81	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,38	29,90	Ok	23,74	Ok	8,47	Ok	4,00	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		10,04	29,90	Ok	23,74	Ok	10,13	Ok	4,00	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,76	29,90	Ok	23,74	Ok	13,96	Ok	4,00	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		15,40	29,90	Ok	23,74	Ok	17,95	Ok	4,00	40,00
		3,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	18,01	29,90	Ok	23,74	Ok	23,11	Ok	4,00	40,00
		4,14	0,750	0,750	1,33	2,0		20,64	29,90	Ok	23,74	Ok	28,67	Ok	4,00	40,00

6.7.6 Análise de estabilidade – Seção H = 4,0 m

6.7.6.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	4,00	32,90	25,00	21,64

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
47,41	342,04	0,43	35,00	3,11

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
769,60	85,98	8,95

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	9,01	3,99	18,99	8,31	4,39	327,75	85,57	3,83

6.7.6.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verificação Tr1	Tr2 - (kN)	Verificação Tr2	Tf - (kN)	Verificação Tf	L fita (m)	b - (mm)
4,0	5,32	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,35	29,90	Ok	23,74	Ok	8,87	Ok	4,50	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		9,96	29,90	Ok	23,74	Ok	10,68	Ok	4,50	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0		12,58	29,90	Ok	23,74	Ok	14,65	Ok	4,50	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	15,06	29,90	Ok	23,74	Ok	18,54	Ok	4,50	40,00
		3,39	0,750	0,750	1,33	2,0		17,43	29,90	Ok	23,74	Ok	23,48	Ok	4,50	40,00
		4,14	0,750	0,750	1,33	2,0		19,71	29,90	Ok	23,74	Ok	28,60	Ok	4,50	40,00

6.7.7 Análise de estabilidade – Seção H = 4,5 m

6.7.7.1 Estabilidade externa

- Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	4,50	41,63	25,00	24,35

- Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
58,85	384,75	0,43	35,00	2,82

- Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
865,69	116,04	7,46

- Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	9,00	3,89	18,99	8,31	4,39	323,70	98,73	3,28

6.7.7.2 Estabilidade interna

- Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verificação Tr1	Tr2 - (kN)	Verificação Tr2	Tf - (kN)	Verificação Tf	L fita (m)	b - (mm)
4,5	5,82	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,36	29,90	Ok	23,74	Ok	8,42	Ok	4,50	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		9,98	29,90	Ok	23,74	Ok	10,15	Ok	4,50	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,62	29,90	Ok	23,74	Ok	13,33	Ok	4,50	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		15,12	29,90	Ok	23,74	Ok	17,11	Ok	4,50	40,00
		3,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	17,54	29,90	Ok	23,74	Ok	21,91	Ok	4,50	40,00
		4,14	0,750	0,750	1,33	2,0		19,88	29,90	Ok	23,74	Ok	26,97	Ok	4,50	40,00

6.7.8 Análise de estabilidade – Seção H = 5,0 m

6.7.8.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	5,00	51,29	25,00	27,02

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
71,33	474,53	0,43	35,00	2,87

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
1.186,31	151,74	7,82

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsrf $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	8,91	4,36	18,99	8,31	4,39	341,27	108,83	3,14

6.7.8.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verificação Tr1	Tr2 - (kN)	Verificação Tr2	Tf - (kN)	Verificação Tf	L fita (m)	b - (mm)
5,0	6,31	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,34	29,90	Ok	23,74	Ok	9,18	Ok	5,00	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		9,93	29,90	Ok	23,74	Ok	11,06	Ok	5,00	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,50	29,90	Ok	23,74	Ok	14,12	Ok	5,00	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		14,91	29,90	Ok	23,74	Ok	17,87	Ok	5,00	40,00
		3,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	17,17	29,90	Ok	23,74	Ok	22,60	Ok	5,00	40,00
		4,14	0,750	0,750	1,33	2,0		19,31	29,90	Ok	23,74	Ok	27,44	Ok	5,00	40,00
		4,89	0,750	0,750	1,33	2,0	2,0	21,35	29,90	Ok	23,74	Ok	32,25	Ok	5,00	40,00

6.7.9 Análise de estabilidade – Seção H = 5,5 m

6.7.9.1 Estabilidade externa

➤ Empuxo ativo

Empuxo ativo – Ea solo					Empuxo ativo – Ea sobrecarga	
γ_{nat} (kN/m ³)	φ^o	c' (kpa)	H (m)	Eas (kN/m)	q (kPa)	Eaq (kN/m)
19,00	37,00	0,00	5,50	62,19	25,00	29,76

➤ Fator de segurança contra o deslizamento

$Fsd = (Fv * tg \varphi') / Fh$				
Er tf/m	RV (kN/m)	tg φ'	φ' Solo/muro	Fsd $\geq 1,5$
84,82	522,50	0,43	35,00	2,66

➤ Fator de segurança contra o tombamento

$Fst = Mr / Ma$		
Mr	Ma	Fst $\geq 2,0$
1.306,25	194,66	6,71

➤ Fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação

Capacidade de carga da fundação											
φ^o Fund..	C'	γ_{nat} (kN/m ³)	D (m)	$q = \gamma \times D$ - Kpa	$B' = B - 2e$	Nc	Nq	$N\gamma$	σ_{adm} kN/m ²	σ_b kN/m ²	Fsr $\geq 2,0$
30,00	5,00	18,00	0,50	9,00	4,25	18,99	8,31	4,39	337,85	122,80	2,75

6.7.9.2 Estabilidade interna

➤ Empuxo ativo

Resultados da Estabilidade Interna																
H1+D (m)	H (m)	Cota (m)	ΔH (m)	Sh (m)	N1	N2	N3	Tmáx (kN)	Tr1 - (kN)	Verificação Tr1	Tr2 - (kN)	Verificação Tr2	Tf - (kN)	Verificação Tf	L fita (m)	b - (mm)
5,5	6,82	0,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	8,34	29,90	Ok	23,74	Ok	8,73	Ok	5,00	40,00
		1,14	0,750	0,750	1,33	2,0		9,93	29,90	Ok	23,74	Ok	10,53	Ok	5,00	40,00
		1,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	12,52	29,90	Ok	23,74	Ok	13,32	Ok	5,00	40,00
		2,64	0,750	0,750	1,33	2,0		14,94	29,90	Ok	23,74	Ok	16,40	Ok	5,00	40,00
		3,39	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	17,22	29,90	Ok	23,74	Ok	20,96	Ok	5,00	40,00
		4,14	0,750	0,750	1,33	2,0		19,39	29,90	Ok	23,74	Ok	25,68	Ok	5,00	40,00
		4,89	0,750	0,750	1,33	2,0	4,0	21,46	29,90	Ok	23,74	Ok	30,43	Ok	5,00	40,00
		5,64	0,750	0,750	1,33	2,0		23,45	29,90	Ok	23,74	Ok	35,03	Ok	5,00	40,00

6.7.10 Análise de estabilidade global

A seguir é apresentada a análise de estabilidade global para a seção crítica do projeto ($H = 5,5 \text{ m}$), calculada por meio de métodos consagrados pela Mecânica dos Solos, utilizando os modelos de Bishop Simplificado.

A análise foi realizada por meio do software Slide 6.0, adotando as dimensões da contenção já definidas em projeto, bem como as cotas topográficas fornecidas e estratigrafia do terreno fornecida pela campanha de sondagens de campo realizadas.

Sobre a contenção foi aplicada uma sobrecarga de 25 kN/m^2 , a qual simula o carregamento devido ao tráfego.

Para esta análise foi obtido um fator de segurança $FS = 1,5$, o qual atende ao mínimo exigido pela NBR 11682/2009 ($F_s = 1,5$).

Uma vez que esta seção é a mais crítica do projeto em termos de estabilidade global, dispensa-se a análise para as demais seções, pois estas obteriam fatores de segurança superiores ao da seção crítica.

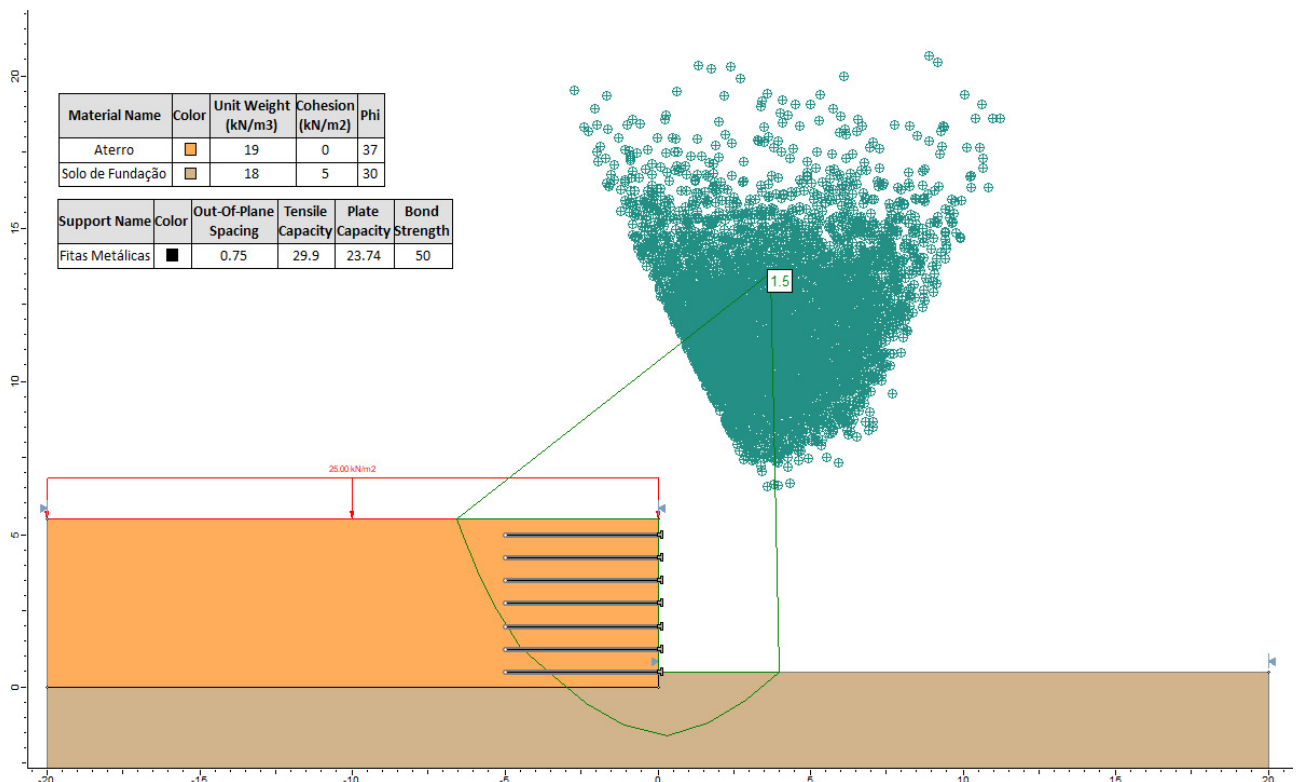


Figura 10: Análise de estabilidade global para a seção crítica ($H = 5,50 \text{ m}$)

ANEXO A – SONDAGENS SPT



CONSTRULAB
ENGENHARIA

RELATÓRIO DE SONDAGEM



CONTRATANTE:
SECRETARIA DE ESTADO DA
INFRAESTRUTURA E
MOBILIDADE (SIE) - FLORIANÓPILIS/SC

CONTRATADA:
CONSTRULAB ENGENHARIA

2025



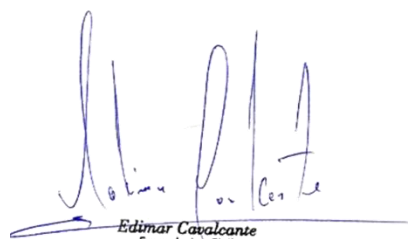
LAUDO TÉCNICO DE SONDAGEM SPT NBR – 6484/2020

OBRA: VIADUTO 02

LOCAL: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

PERÍODO: MARÇO - 2025

O objetivo deste relatório técnico é apresentar os resultados das análises realizadas em campo e laboratório pela empresa **Construlab Engenharia** no **Município de Florianópolis/SC** no ano de 2025.



Edimar do Carmo Cavalcante
Engenheiro Civil
CREA-SC: 204294-9

Edimar do Carmo Cavalcante

Eng. Responsável



SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	4
2.	APRESENTAÇÃO	5
3.	OBJETIVOS	5
4.	SERVIÇOS EXECUTADOS.....	5
5.	MÉTODO DE EXECUÇÃO DO ENSAIO	5
6.	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	6
7.	OBSERVAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA.....	7
8.	APRESENTAÇÃO DO RESULTADO	7
11.	CONCLUSÃO	8
12.	ANEXO	8





1. INTRODUÇÃO

O ensaio de penetração padronizado, também chamado de Standart Penetration Test (SPT), é executado no transcórre da sondagem a percussão com o propósito de se obterem índices de resistência à penetração do solo (Norma ABNT NBR 6484). É a técnica de investigação geotécnica mais popular, devido ao baixo custo e à simplicidade do equipamento, além de possibilitar em uma única operação:

- A retirada de amostras;
- A determinação do nível de água;
- A medida de resistência à penetração, que pode ser correlacionado com métodos semiempíricos de projeto.

O SPT é o ensaio mais utilizado na prática de Engenharia de Fundações. Para cravar o barrilete, é usado o impacto de uma massa metálica de 65 Kg, denominada martelo, caindo em queda livre de 75 cm de altura sobre um ressalto situado na parte superior do hasteamento a ele conectado. O resultado do ensaio SPT corresponde à quantidade de golpes necessária para fazer penetrar, no fundo do furo, o barrilete amostrador nos seus últimos 30 cm. São feitas anotações da penetração do barrilete em centímetros, quando o martelo é simplesmente apoiado ou golpeado sobre o ressalto. A medida correspondente à penetração obtida por simples apoio ou zero de golpes pode ser expressiva em solos moles. Na penetração, por batida do martelo, é contado o número de golpes aplicados para a penetração de cada terça parte (aproximada) dos 45 cm do barrilete amostrador. Em cada teste, deve ser feita a penetração total dos 45 cm do barrilete ou até que a penetração seja inferior a 5 cm após 10 golpes consecutivos, não se computando os cinco primeiros golpes do ensaio, ou quando o número de golpes alcançar 50 em um mesmo ensaio. A cada SPT, prossegue-se o avanço da sondagem empregando-se o trado (acima do nível de água) ou lavagem (abaixo do nível de água) até a profundidade do novo ensaio.





2. APRESENTAÇÃO

Apresentamos este relatório de prospecção geotécnica e geológica do solo através de sondagem de simples reconhecimento com SPT, executada conforme as versões atuais das seguintes normas da ABNT: NBR 6484/2020.

3. OBJETIVOS

Estimar Parâmetros geotécnicos por meio de correlações empíricas, a partir da resistência oferecida à penetração dinâmica do tipo SPT nas diversas camadas de solo. Coleta de amostras deformadas do subsolo para determinação da estratigrafia local através de análise tátil-visual até a profundidade atingida pela sondagem.

4. SERVIÇOS EXECUTADOS

Execução de 02 furo de sondagem a percussão.

5. MÉTODO DE EXECUÇÃO DO ENSAIO

O processo de perfuração da sondagem inicia-se com emprego do trado concha até a profundidade de 1m, nos avanços de perfuração a cada 45cm, são intercalados pela realização de ensaio SPT e amostragem, e com o método de perfuração por Trado Helicoidal - TH nos 55cm restante de cada perfuração. Durante o processo de perfuração utiliza-se a instalação de tubo de revestimento para estabilidade das paredes do furo. A cada metro de perfuração, a partir de 1 m de profundidade, são colhidas amostras do solo por meio do amostrador-padrão e executado o SPT.





O SPT é realizado apoiando-se, inicialmente, a composição de cravação na profundidade da cota de ensaio e, em seguida, posicionando o martelo sobre a cabeça de bater, anotando-se as penetrações relativas ao avanço estático, caso ocorram, nesses dois estágios iniciais. A cravação do amostrador-padrão se dá através de impactos sucessivos do martelo caindo livremente de uma altura de 75 cm de elevação, anotando-se, separadamente, a quantidade de golpes para a penetração de cada um dos três segmentos de 15 cm do amostrador-padrão. O índice de resistência à penetração N é soma da quantidade de golpes da 2ª e da 3ª sequência de penetração correspondente aos dois últimos segmentos de 15 cm do amostrador-padrão.

As amostras são coletadas do bico do amostrador-padrão e acondicionadas em recipientes herméticos para, através de exames tátil visuais, determinar a classificação do material quanto a sua granulometria, plasticidade, cor e origem.

6. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

- a) torre com roldana, moitão e corda;
- b) tubos de revestimento;
- c) hastes de perfuração/cravação;
- d) trado-helicoidal;
- e) trépano/peça de lavagem;
- f) amostrador-padrão;
- g) cabeça de bater;
- h) martelo padronizado;
- i) baldinho para esgotar o furo;





- j) medidor de nível d'água;
- k) trena;
- l) recipientes para amostras;
- m) bomba d'água centrífuga motorizada;
- n) tambor com divisória interna para decantação;
- o) ferramentas gerais necessárias para a operação.

7. OBSERVAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA

Os níveis de água encontrados estão indicados em cada perfil com as metragens individuais.

8. APRESENTAÇÃO DO RESULTADO

Conforme se pode observar no perfil individual, a **quantidade total de 02 furo de sondagem a percussão**, com suas metragens a paralisações informadas em cada perfil de amostragem contido neste Laudo Técnico, cujo ensaio geotécnico foi paralisado na profundidade indicada em cada perfil, em conformidade com os critérios de estabelecidos na NBR – 6484/2020.

9. ESPECIFICAÇÕES

Quadro de pressões admissíveis:

Tabela A.1 – Estado de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração <i>N</i>	Designação ^a
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

^a As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.





11. CONCLUSÃO

Conforme coleta de amostras do subsolo na execução do furo de sondagem do ponto geotécnico realizado, foi encontrado material semelhante durante a penetração dos furos, cuja profundidade final, amostragens de solos e suas mudanças estão apresentadas nos perfis individuais. **No SPT - FURO 01 foi paralisada por obter 6 m consecutivos indicando N iguais ou superiores a 35 golpes (5.2.4.2 (c) NBR 6484:2020) e no SPT - FURO 02 foi paralisada por impenetrabilidade ao trépano de lavagem (5.2.4.5 NBR 6484:2020).**

12. ANEXO

- Perfil individual de sondagem com relatório fotográfico.
- Croqui de localização de sondagem.





SONDAGEM A PERCURSSÃO - SPT NBR – 6484/2020

OBRA: VIADUTO 02

LOCAL: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

PERÍODO: MARÇO - 2025



SPT - FURO Nº 01 e 02



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 01

Sondagem de Reconhecimento com SPT

SP-01

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE

Página 1/1

Obra: VIADUTO 02

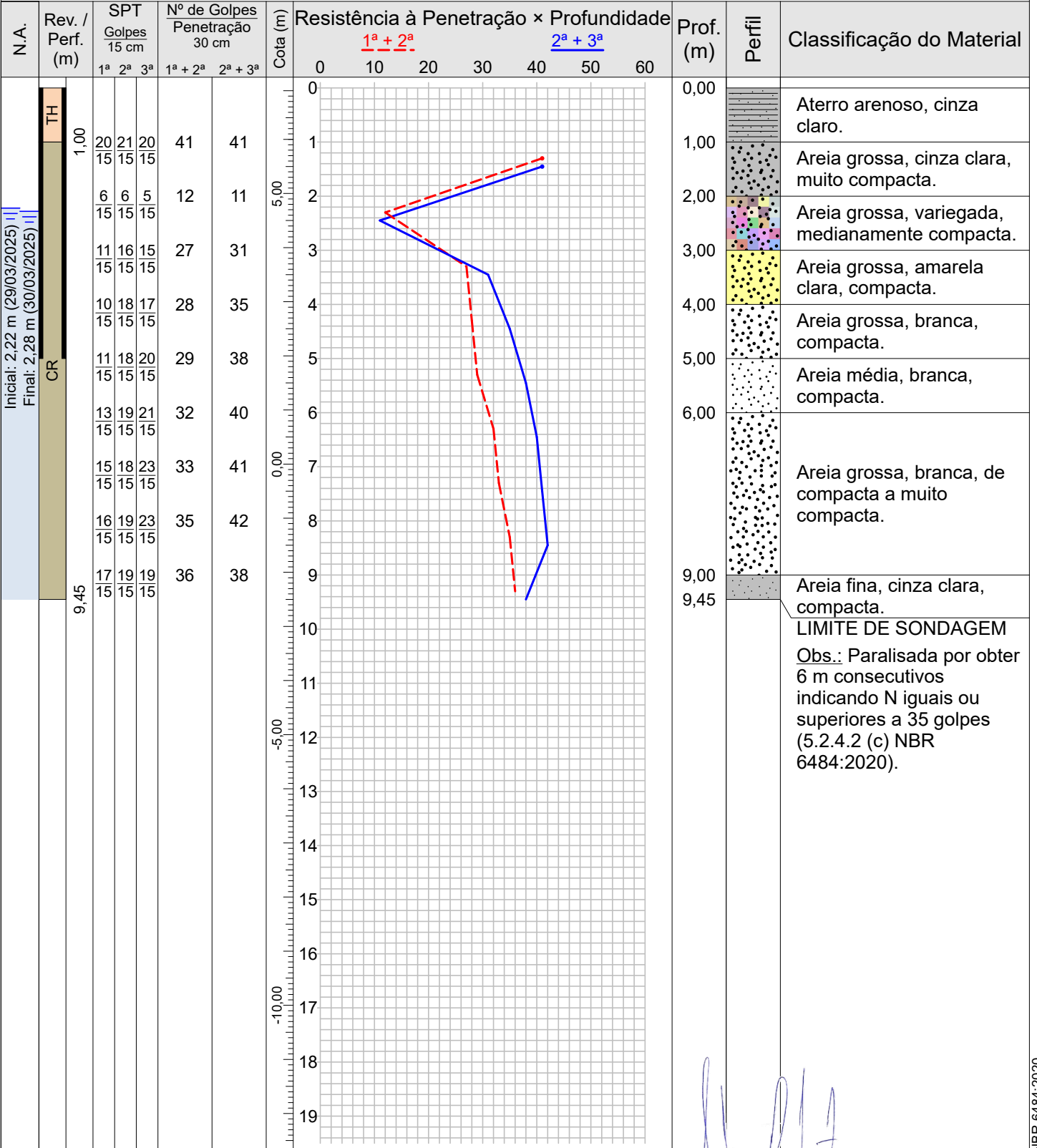
Data 29/03/2025

Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

30/03/2025

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm Int.: 34,9 mm	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf	Cota da boca do furo: 6,96 m Revestimento: 5,00 m	Tempo	Coordenadas
Ø Revestimento:	70 mm	Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 2,22 m	Latitude: 27,536936°S Longitude: 48,509236°O	
Ø Trado:	1 mm	Sistema: Manual	2,28 m		

Perfuração: CR-Cravação TH-Trado Helicoidal Revestimento




Sondador: WAGNER, JURANDIR


Rua dos Figos, 183
Morada das Palmeiras
Macapá-AP

Resp. Técnico

Edimar Cavalcante
Engenheiro Civil
EDIMAR CAVALCANTE
ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949

CONFORME NBR 6484:2020

	CONSTRULAB ENGENHARIA		SPT - FURO 01
	Sondagem de Reconhecimento com SPT		SP-01
	Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE Obra: VIADUTO 02 Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC		Página 1/1 Data 29/03/2025 30/03/2025

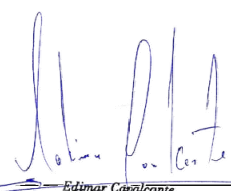
Nível d'água	Cota da boca do furo: 6,96 m	Tempo	Coordenadas
Inicial: 2,22 m 29/03/2025	Revestimento: 5,00 m		Latitude: 27,536936°S
Final: 2,28 m 30/03/2025			Longitude: 48,509236°O

Perfuração: CR-Cravação TH-Trado Helicoidal

Amostra	Perfuração	Profundidade (m)			Golpes 15 cm			Golpes 30 cm		Profundidade Camada (m)	Classificação do Material
		Inicial	1ª + 2ª	2ª + 3ª	1ª	2ª	3ª	1ª + 2ª	2ª + 3ª		
01	TH	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00	Aterro arenoso, cinza claro.
02	CR	1,00	1,30	1,45	$\frac{20}{15}$	$\frac{21}{15}$	$\frac{20}{15}$	41	41	1,00	Areia grossa, cinza clara, muito compacta.
03	CR	2,00	2,30	2,45	$\frac{6}{15}$	$\frac{6}{15}$	$\frac{5}{15}$	12	11	2,00	Areia grossa, variegada, medianamente compacta.
04	CR	3,00	3,30	3,45	$\frac{11}{15}$	$\frac{16}{15}$	$\frac{15}{15}$	27	31	3,00	Areia grossa, amarela clara, compacta.
05	CR	4,00	4,30	4,45	$\frac{10}{15}$	$\frac{18}{15}$	$\frac{17}{15}$	28	35	4,00	Areia grossa, branca, compacta.
06	CR	5,00	5,30	5,45	$\frac{11}{15}$	$\frac{18}{15}$	$\frac{20}{15}$	29	38	5,00	Areia média, branca, compacta.
07	CR	6,00	6,30	6,45	$\frac{13}{15}$	$\frac{19}{15}$	$\frac{21}{15}$	32	40		
08	CR	7,00	7,30	7,45	$\frac{15}{15}$	$\frac{18}{15}$	$\frac{23}{15}$	33	41	6,00	Areia grossa, branca, de compacta a muito compacta.
09	CR	8,00	8,30	8,45	$\frac{16}{15}$	$\frac{19}{15}$	$\frac{23}{15}$	35	42		
10	CR	9,00	9,30	9,45	$\frac{17}{15}$	$\frac{19}{15}$	$\frac{19}{15}$	36	38	9,00	Areia fina, cinza clara, compacta.
										9,45	LIMITE DE SONDAGEM

Obs.: Paralisada por obter 6 m consecutivos indicando N iguais ou superiores a 35 golpes (5.2.4.2 (c) NBR 6484:2020).
 Sondador: WAGNER, JURANDIR



Rua dos Figos, 183 Morada das Palmeiras Macapá-AP	Resp. Técnico  Edimar Cavalcante Engenheiro Civil EDIMAR CAVALCANTE ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949
---------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CONFORME NBR 6484:2020



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 01

Memorial Fotográfico

SP-01

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE
Obra: VIADUTO 02
Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

Página 1/1

Data 29/03/2025

30/03/2025



Foto 1 – Execução



Foto 2 – Amostra(s)



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 01

Memorial Fotográfico

SP-01

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE
Obra: VIADUTO 02
Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

Página 1/2

Data 29/03/2025

30/03/2025



Foto 3 – Execução



Foto 2 – Amostra(s)

Rua dos Figos, 183
Morada das Palmeiras
Macapá-AP

Resp. Técnico


Edimar Cavalcante
Engenheiro Civil
EDIMAR CAVALCANTE
ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 01

Localização de Sondagem

Escala 1:1.000,66

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE

Página 1/1

Obra: VIADUTO 02

Data 29/03/2025

Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

30/03/2025



SP-01 27,536936°S; 48,509236°O; SIRGAS2000; Cota 6,95 m

Rua dos Figos, 183
Morada das Palmeiras
Macapá-AP

Resp. Técnico


Edimar Cavalcante
Engenheiro Civil
EDIMAR CAVALCANTE
ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 02

Sondagem de Reconhecimento com SPT

SP-02

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE
Obra: VIADUTO 02
Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

Página 1/1
Data 31/03/2025

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm Int.: 34,9 mm	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf	Cota da boca do furo: 6,54 m Revestimento: 4,00 m	Tempo	Ensaio de Avanço por Circulação d'Água				
Ø Revestimento:	70 mm	Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 2,27 m	⊙	Início	10 min	20 min	30 min	Término
Ø Trado:	1 mm	Sistema: Manual	2,90 m		4,70 m	3,0 cm	1,0 cm	1,0 cm	4,75 m

Perfuração: CR-Cravação TC-Trado Concha || Revestimento Coordenadas: 27,537682°S; 48,507760°O; SIRGAS2000

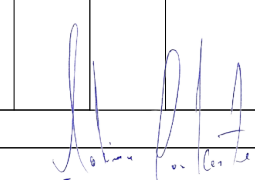
N.A.	Rev. / Perf. (m)	SPT Golpes 15 cm			Nº de Golpes Penetração 30 cm		Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade						Prof. (m)	Perfil	Classificação do Material	Origem	
		1ª	2ª	3ª	1ª + 2ª	2ª + 3ª		0	$\frac{1^a + 2^a}{10}$	$\frac{2^a + 3^a}{20}$	30	40	50					60
	TC						0,00									Argila arenosa, marrom clara.	At	
	1,00	9/15	11/15	11/15	20	22	1,00									Areia argilosa, marrom, de compacta a medianamente compacta.		
	CR	8/15	9/15	11/15	17	20	2,00											
	4,75	7/15	6/15	7/15	13	13	3,00											
		6/15	5/15	6/15	11	11	4,00									Silte arenoargiloso, branco, medianamente compacto. LIMITE DE SONDAAGEM		
							4,75										Obs.: Paralisada por impenetrabilidade ao trépano de lavagem (5.2.4.5 NBR 6484:2020).	
							5,00											
							6,00											
							7,00											
							8,00											
							9,00											
							10,00											
							11,00											
							12,00											
							13,00											
							14,00											
							15,00											
							16,00											
							17,00											
							18,00											
							19,00											

Origem: --(Indefinido), At-Aterro


Sondador: JOSÉ WAGNER E JURANDIR


RUA DOS FIGOS, Nº 183
MORADA DAS PALMEIRAS
MACAPÁ/AP

Resp. Técnico


Edimar Cavalcante
Engenheiro Civil
EDIMAR CAVALCANTE
ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949

CONFORME NBR 6484:2020

	CONSTRULAB ENGENHARIA		SPT - FURO 02
	Sondagem de Reconhecimento com SPT		SP-02
	Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE Obra: VIADUTO 02 Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC		Página 1/1 Data 31/03/2025

Nível d'água	Cota da boca do furo: 6,54 m	Tempo	Ensaio de Avanço por Circulação d'Água				
Inicial: 2,27 m 31/03/2025	Revestimento: 4,00 m		Início	10 min	20 min	30 min	Término
Final: 2,90 m 01/04/2025			4,70 m	3,0 cm	1,0 cm	1,0 cm	4,75 m

Perfuração: CR-Cravação TC-Trado Concha Coordenadas: 27,537682°S; 48,507760°O; SIRGAS2000

Amostra	Perfuração	Profundidade (m)			Golpes 15 cm			Golpes 30 cm		Origem	Profundidade Camada (m)	Classificação do Material
		Inicial	1 ^a + 2 ^a	2 ^a + 3 ^a	1 ^a	2 ^a	3 ^a	1 ^a + 2 ^a	2 ^a + 3 ^a			
01	TC	-	-	-	-	-	-	-	-	At	0,00	Argila arenosa, marrom clara.
02	CR	1,00	1,30	1,45	$\frac{9}{15}$	$\frac{11}{15}$	$\frac{11}{15}$	20	22	-	1,00	Areia argilosa, marrom, de compacta a medianamente compacta.
03	CR	2,00	2,30	2,45	$\frac{8}{15}$	$\frac{9}{15}$	$\frac{11}{15}$	17	20	-		
04	CR	3,00	3,30	3,45	$\frac{7}{15}$	$\frac{6}{15}$	$\frac{7}{15}$	13	13	-		
05	CR	4,00	4,30	4,45	$\frac{6}{15}$	$\frac{5}{15}$	$\frac{6}{15}$	11	11	-	4,00	Silte arenoargiloso, branco, medianamente compacto.
											4,75	LIMITE DE SONDAAGEM

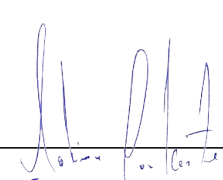
Obs.: Paralisada por impenetrabilidade ao trépano de lavagem (5.2.4.5 NBR 6484:2020).

Sondador: JOSÉ WAGNER E JURANDIR

Origem: --(Indefinido), At-Aterro

RUA DOS FIGOS, Nº 183
MORADA DAS PALMEIRAS
MACAPÁ/AP

Resp. Técnico


 Edimar Cavalcante
 Engenheiro Civil
EDIMAR CAVALCANTE
 ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 02

Memorial Fotográfico

SP-02

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE
Obra: VIADUTO 02
Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

Página 1/2

Data 31/03/2025



Foto 1 – Execução



Foto 2 – Amostra(s)

RUA DOS FIGOS, Nº 183
MORADA DAS PALMEIRAS
MACAPÁ/AP

Resp. Técnico

Edimar Cavalcante

Engenheiro Civil

EDIMAR CAVALCANTE
ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 02

Memorial Fotográfico

SP-02

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE
Obra: VIADUTO 02
Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

Página 2/2

Data 31/03/2025



Foto 3 – Amostra(s)



Foto 4 – Amostra(s)



CONSTRULAB ENGENHARIA

SPT - FURO 02

Localização de Sondagem

Escala 1:1.000,65

Cliente: SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE - SIE

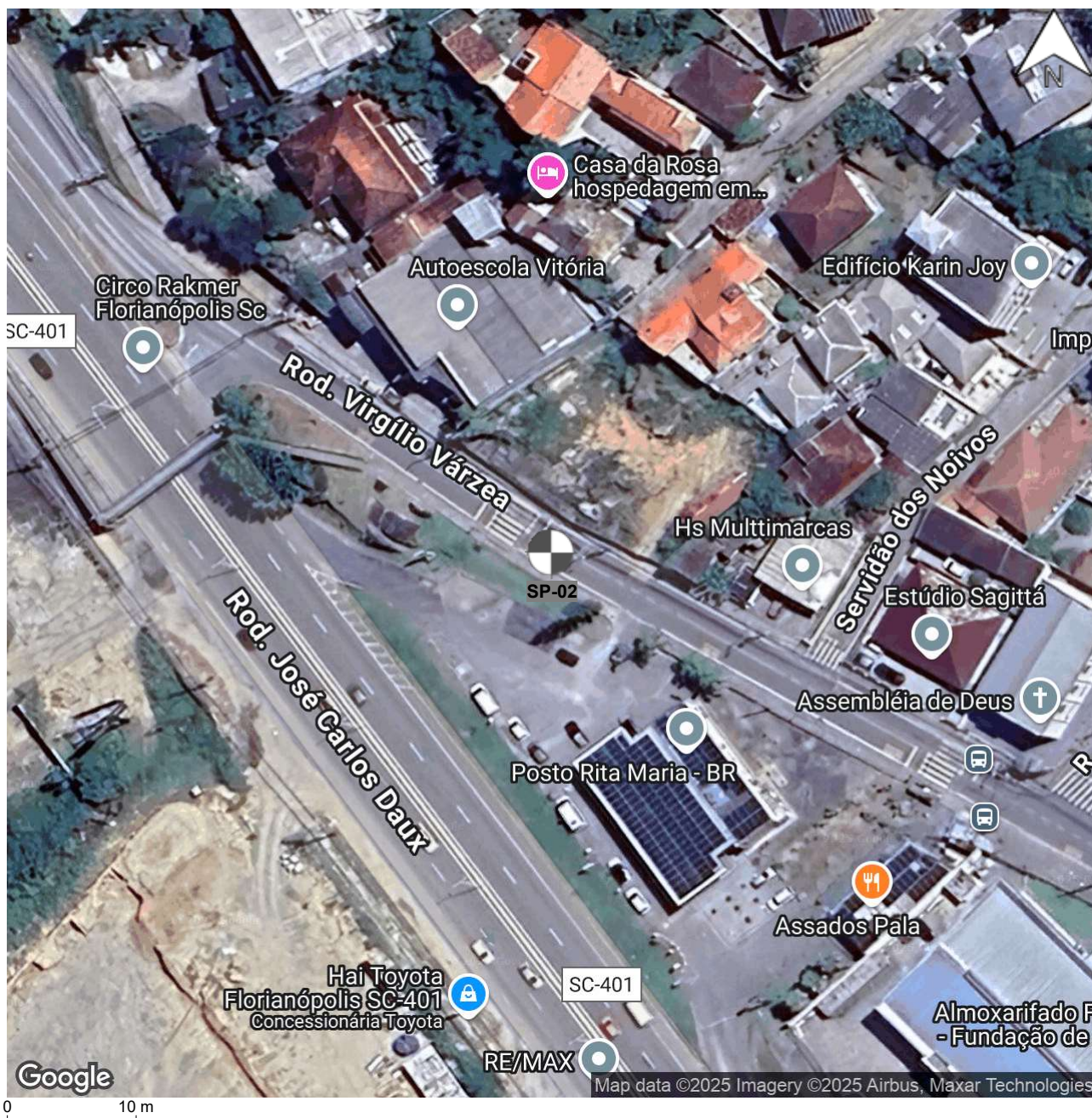
Página 1/1

Obra: VIADUTO 02

Data

Local: RODOVIA SC-401, ITACORUBI, FLORIANÓPOLIS/SC

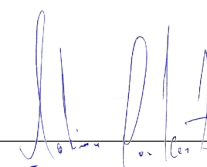
31/03/2025



SP-02 | 27,537682°S; 48,507760°O; SIRGAS2000; Cota 6,54 m

RUA DOS FIGOS, Nº 183
MORADA DAS PALMEIRAS
MACAPÁ/AP

Resp. Técnico


Edimar Cavalcante
Engenheiro Civil
EDIMAR CAVALCANTE
ENGENHEIRO CIVIL - CREA/SC 2042949