



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CAMPUS REITOR JOÃO DAVID FERREIRA LIMA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

GUSTAVO DE FREITAS

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA MURO DE
CONTENÇÃO EM VIADUTO: ESTUDO DE CASO, POUSO REDONDO, SC**

**Florianópolis
2024**

GUSTAVO DE FREITAS

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA MURO DE
CONTENÇÃO EM VIADUTO: ESTUDO DE CASO, POUSO REDONDO, SC**

Trabalho de conclusão de curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para obtenção do Grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor.

FREITAS, GUSTAVO DE
DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA MURO DE
CONTENÇÃO EM VIADUTO : ESTUDO DE CASO, POUSO REDONDO, SC /
GUSTAVO DE FREITAS ; orientador, RAFAEL AUGUSTO DOS REIS
HIGASHI, 2024.
111 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro
Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis,
2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Reforço de solo. 3. Engenharia
Geotécnica. 4. Análise de estabilidade. I. HIGASHI, RAFAEL
AUGUSTO DOS REIS. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

GUSTAVO DE FREITAS

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA MURO DE
CONTENÇÃO EM VIADUTO: ESTUDO DE CASO, POUSO REDONDO, SC**

Exame de qualificação como requisito para obtenção do Título de “Engenheiro Civil”
no Curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 21 de junho de 2024.

Prof^a. Lia Caetano Bastos, Dr^a.
Coordenadora do TCC

Banca Examinadora:

Prof^o. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr^o.
Orientador

Prof^o. Marcos Aurélio Marques Noronha
Banca Examinadora

Eng. Adrolado Borges Júnior
Banca Examinadora

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Ele, aquele que dá sentido à vida e que veio ao mundo para nos livrar de todo o pecado. Deus.

Ao amor da minha vida, minha irmã Julia Silva de Freitas, por todo o carinho e amor durante toda a minha vida.

Aos meus pais, Cleide e Gerson, por me permitirem viver tudo aquilo que um dia eu sonhei, ser a imagem e semelhança de cada um dos dois.

À minha família de modo geral, pois nos momentos de união sempre se fizeram presentes, trazendo muita alegria.

Ao meu orientador Prof. Rafael Higashi, por ter aceitado esse desafio de me orientar, pelo grande profissional que é, pela qualidade no toque da bola e por se mostrar sempre muito prestativo quando precisei.

Aos meus grandes amigos de vizinhança, Gabi e Gui, por me acolherem muito bem, mesmo sendo o mais jovem do grupo.

Ao meu amigo Ícaro, que cresceu junto comigo e durante muitos anos da minha infância foi um grande parceiro para diversas situações.

Ao meu amigo Enzo, que apesar de ter conhecido apenas na adolescência, se tornou meu fiel escudeiro para todas os momentos.

Ao meu amigo Fabiano e sua família, por todas a risadas e conselhos que levo sempre na memória e no coração.

Aos meus colegas de faculdade Anthony, Filipe, Gustavo A., Juliano e Rosso que muito me ajudaram, sendo fundamentais para a minha formação.

À minha Prof.^a. de teatro do colégio Maria Amália, pois se hoje tenho uma capacidade da eloquência de apresentar o trabalho, é a ela que eu devo.

A toda equipe da MACCAFERRI, pela oportunidade de estágio e todo aprendizado que pude adquirir, além de contribuírem para elaboração deste TCC.

Por fim, à Universidade Federal de Santa Catarina, por ter me proporcionado um ensino de qualidade e que me abriu portas para novos horizontes.

Não sabendo que era impossível, foi lá e fez.

(Jean Cocteau)

RESUMO

A implantação de projetos de viadutos rodoviários requer na maioria dos casos, a realização aterros com a utilização de estruturas de contenção. Existem diversas soluções em contenção de solo, cada qual com sua particularidade e que a depender da situação, o projetista deve fazer avaliações para determinar a melhor viabilidade. Estruturas como muros de contenção à flexão, por gravidade e em solo reforçado se apresentam de maneira recorrente como modelos de análise. Este trabalho apresenta o dimensionamento e análise de estabilidade para o projeto de implantação de um viaduto na BR-470 em Pouso Redondo, no estado de Santa Catarina. A solução do tipo Terramesh® System conquistou espaço no meio da área geotécnica nos últimos tempos e por apresentar características como velocidade na execução, alta capacidade de adaptação ao sítio de fundação e atender taludes com cotas elevadas foi escolhida como solução ao caso. Com base nos *softwares* de dimensionamento disponíveis, o Macstars® W 4.0 foi escolhido para realização dos cálculos devido a sua relação direta com o material do muro de contenção. Por fim, é possível realizar a avaliação de estabilidade do muro e verificar se os Fatores de Segurança Mínimo exigidos pela NBR 16.920 (2021) são atingidos.

Palavras-chave: Reforço de solo. Engenharia Geotécnica. Análise de estabilidade.

ABSTRACT

The implementation of highway viaduct projects often requires the construction of embankments using retaining structures. There are various soil retention solutions, each with its own particularities, and depending on the situation, the designer must make assessments to determine the best feasibility. Structures such as flexural retaining walls, gravity walls, and reinforced soil walls are frequently used as analysis models. This work presents the design and stability analysis for the implementation of a viaduct on the BR-470 in Pouso Redondo, in the state of Santa Catarina. The Terramesh® System solution has gained prominence in the geotechnical field in recent times and was chosen for this case due to its characteristics such as speed of execution, high adaptability to the foundation site, and the ability to handle high embankments. Based on the available design software, Macstars® W 4.0 was chosen to perform the calculations due to its direct relationship with the retaining wall material. Finally, it is possible to evaluate the stability of the wall and verify if the Minimum Safety Factors required by NBR 16.920 (2021) are met.

Keywords: Soil reinforcement. Geotechnical Engineering. Stability analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Superfície de ruptura.....	25
Figura 2: Componentes gravitacionais em encostas.....	27
Figura 3: Modos de ruptura para aterros sobre solos moles.....	29
Figura 4: Muros de flexão em concreto armado.....	30
Figura 5: Muros de alvenaria de pedra.....	32
Figura 6: Muros de concreto ciclópico.....	32
Figura 7: Muro em gabiões caixa.....	33
Figura 8: Muros de contenção em solo reforçado.....	35
Figura 9: Sistema Terramesh®.....	36
Figura 10: (A)Geotêxtil tecido (B) Geotêxtil Não Tecido.....	38
Figura 11: Geogrelhas unidirecionais.....	39
Figura 12: Interface MACSTARS® W 4.0.....	43
Figura 13: Interface PLAXIS 2D.....	44
Figura 14: Interface GeoStudio Slope/W.....	45
Figura 15: Localidade município de Pouso Redondo/SC.....	47
Figura 16: Distrito do município de Pouso Redondo/SC.....	47
Figura 17: Imagem aérea do local da obra.....	48
Figura 18: Escavação na marginal da rodovia.....	49
Figura 19: Escavação na marginal da rodovia.....	49
Figura 20: Localizações dos ensaios de campo realizados.....	50
Figura 21: Estratigrafia da seção adotada.....	53
Figura 22: CPTu 03.....	54
Figura 23: Parâmetros para aterros, areias e solos residuais.....	55
Figura 24: Modelos para análise de comprimento de reforço.....	58
Figura 25: Profundidade de ficha.....	59
Figura 26: Seção Esquemática dos encontros portantes.....	61
Figura 27: Gráfico tensão x deslocamento (empuxos).....	64
Figura 28: Equilíbrio de forças do sistema.....	65
Figura 29: Gráfico $E \times \rho$	65
Figura 30: Diagrama de forças.....	65
Figura 31: Verificação contra o deslizamento.....	68
Figura 32: Verificação contra o tombamento.....	69
Figura 33: Pressões aplicadas à fundação.....	71
Figura 34: Equilíbrio de momentos estabilidade global.....	73
Figura 35: Dados de entrada MACSTARS®.....	75
Figura 36: Janela propriedades do solo.....	75
Figura 37: Janela geometria das camadas.....	77
Figura 38: Seção definida para obtenção das coordenadas.....	77
Figura 39: Janela Superfície Piezométrica.....	77
Figura 40: Janela Blocos.....	78
Figura 41: Dentes 10 cm seção Terramesh®.....	79

Figura 42: Menu para Cargas.....	79
Figura 43: Janela Cargas.	79
Figura 44: Seção km 175+720 definida.....	80
Figura 45: Estabilidade Global - Situação 1.	86
Figura 46: Verificações para o Muro – Situação 1.....	86
Figura 47: Estabilidade Global – Situação 1.1.	88
Figura 48: Verificações para o muro – Situação 1.1.....	88
Figura 49: Estabilidade global – Situação 1.2.	90
Figura 50: Verificações para o muro – Situação 1.2.....	91
Figura 51: Estabilidade global – Situação 2.	94
Figura 52: Verificações para o muro – Situação 2.....	94
Figura 53: Estabilidade global – Situação 2.1.	96
Figura 54: Verificações para o muro – Situação 2.1.....	96
Figura 55: Estabilidade global – Situação 2.2.	98
Figura 56: Verificações para o muro – Situação 2.2.....	98
Figura 57: Estabilidade Interna.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatores de segurança mínimos.	40
Tabela 2: Combinação dos níveis de segurança.....	42
Tabela 3: Localizações das ilhas de investigações.	51
Tabela 4: Parâmetros das camadas argilosas sedimentares dos ensaios CPTu.....	52
Tabela 5: Resultados dos ensaios DPP.	52
Tabela 6: Resultados dos VT.	53
Tabela 7: Parâmetros argilas sedimentares.	56
Tabela 8: Parâmetros hidráulicos das argilas sedimentares.	56
Tabela 9: Comprimentos mínimos de reforço pela ABNT NBR 16.920-1.....	58
Tabela 10: Comprimento de reforço teórico por seção.	60
Tabela 11: Comprimento de reforço corrigido por seção.	61
Tabela 12: Profundidade de ficha mínimo por seção.	62
Tabela 13: Correlações q_c e N_{spt}	82
Tabela 14: Parâmetros médio de solo.....	83
Tabela 15: Resumo dos Fatores de Segurança.	100

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Movimentos gravitacionais de massa.....	28
Quadro 2: Funções dos diferentes tipos de geotêxteis.	37
Quadro 3: Nível de segurança contra riscos à vidas humanas.	41
Quadro 4: Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.	41

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	23
1.1.	OBJETIVO GERAL	24
1.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	24
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	25
2.1.	ESTABILIDADE DE TALUDES E MUROS.....	25
2.2.	MOVIMENTAÇÃO GRAVITACIONAL DE MASSA.....	26
2.3.	ATERROS SOBRE SOLO MOLE.....	28
2.4.	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	29
2.4.1.	POR FLEXÃO	30
2.4.2.	À GRAVIDADE.....	30
2.4.2.1.	CONCRETO CICLÓPICO E ALVENARIA DE PEDRAS	31
2.4.2.2.	GABIÕES	32
2.4.3.	SOLO REFORÇADO.....	33
2.4.3.1.	TERRAMESH®	35
2.5.	GEOSSINTÉTICOS	37
2.5.1.	GEOTÊXTEIS	38
2.5.2.	GEOGRELHAS	39
2.6.	DIRETRIZES NORMATIVAS	40
2.6.1.	NBR 16.920-1 (2021) – MUROS E TALUDES EM SOLOS REFORÇADOS	40
2.7.	SOFWARES DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	42
2.7.1.	MACSTARS W 4.0	42
2.7.2.	PLAXIS 2D.....	43
2.7.3.	GEOSTUDIO SLOPE/W.....	44
3.	MÉTODO	46
3.1.	DISPOSIÇÕES	46
3.2.	LOCAL DA OBRA	46
3.2.1.	DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO	46
3.2.2.	AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA.....	48
3.2.2.1.	Parâmetros e seção estratigráfica	50
3.2.3.	DEFINIÇÕES	56
3.3.	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	57
3.3.1.	METODOLOGIA PARA ANÁLISE	57

3.3.2.	DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES.....	59
3.3.3.	DEFINIÇÃO DA SOBRECARGA.....	62
3.4.	MÉTODO DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	63
3.4.1.	DEFINIÇÕES	63
3.4.2.	METODOLOGIA DE ANÁLISE DO SOFTWARE.....	63
3.4.2.1.	Verificação contra o deslizamento	67
3.4.2.2.	Verificação contra o tombamento	69
3.4.2.3.	Pressões aplicadas à fundação	70
3.4.2.4.	Verificação da estabilidade global	72
3.4.2.5.	Verificação da estabilidade interna	73
3.5.	PROCEDIMENTOS DE UTILIZAÇÃO DO MACSTARS® W	75
3.6.	METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DAS ARGILAS.....	80
4.	RESULTADOS.....	84
4.1.	SITUAÇÃO 1.....	84
4.1.1.	PROPRIEDADES.....	84
4.1.2.	ESTABILIDADE GLOBAL	86
4.1.3.	VERIFICAÇÕES PARA O MURO.....	86
4.2.	SITUAÇÃO 1.1.....	87
4.2.1.	PROPRIEDADES.....	87
4.2.2.	ESTABILIDADE GLOBAL	88
4.2.3.	VERIFICAÇÕES PARA O MURO.....	88
4.3.	SITUAÇÃO 1.2.....	89
4.3.1.	PROPRIEDADES.....	89
4.3.2.	ESTABILIDADE GLOBAL	90
4.3.3.	VERIFICAÇÕES PARA O MURO.....	91
4.4.	SITUAÇÃO 2.....	92
4.4.1.	PROPRIEDADES.....	92
4.4.2.	ESTABILIDADE GLOBAL	94
4.4.3.	VERIFICAÇÕES PARA O MURO.....	94
4.5.	SITUAÇÃO 2.1.....	95
4.5.1.	PROPRIEDADES.....	95
4.5.2.	ESTABILIDADE GLOBAL	96
4.5.3.	VERIFICAÇÕES PARA O MURO.....	96
4.6.	SITUAÇÃO 2.2.....	97
4.6.1.	PROPRIEDADES.....	97
4.6.2.	ESTABILIDADE GLOBAL	98

4.6.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO.....	98
4.7. ESTABILIDADE INTERNA.....	99
5. DISCUSSÕES E CONCLUSÃO.....	101
5.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	102
REFERÊNCIAS	103
ANEXO A – CPTu 01	106
ANEXO B – CPTu 02	107
ANEXO C – CPTu 03	108
ANEXO D – CPTu 04	109

1. INTRODUÇÃO

A importância da estabilização de solos remonta ao passado, onde a estabilidade do solo desempenhou um papel crucial na construção de antigas estruturas e assentamentos humanos. De acordo com Vertematti (2004), práticas para o melhoramento da qualidade do solo são conhecidas desde 3.000 a.C., como por exemplo as estivas de junco, solo misturado com palha, bambus e materiais vegetais constituídos de fibras resistentes que puderam ser encontrados nos zigurates da Mesopotâmia, na Grande Muralha da China e em outras obras do Império Romano.

Através dos séculos, a compreensão e o aprimoramento das técnicas de estabilização de solos evoluíram substancialmente, de modo que estruturas como a Terra Armée (Terra armada) obtiveram uma maior ênfase em obras de infraestrutura. Isso se deve ao reconhecimento de que solos instáveis representam uma ameaça constante, podendo resultar em deslizamentos de terra, erosões e colapsos, causando danos significativos e, em casos extremos, colocando vidas em risco.

Com o objetivo de aumentar a capacidade de carga, diminuir a deformabilidade e aumentar a estabilidade de massa do solo, a utilização de estruturas de contenção em solo apresentam uma alta viabilidade em taludes verticais com elevadas alturas e a capacidade da realização de obras em aterros sobre solo mole, contudo é necessário que haja a correta compactação a fim de que as devidas estruturas atendam a estabilidade necessária.

Quando os solos são adequadamente compactados, demonstram uma resistência considerável à compressão e ao cisalhamento, embora sua capacidade de resistência à tração seja limitada e introduzir elementos de alta resistência à tração no solo limita as deformações causadas pelo próprio peso do solo, independentemente da presença ou ausência de cargas externas (ABNT NBR 16920-1:2021). Em estruturas de solo reforçado, a transferência de forças para os elementos resistentes à tração ocorre por meio da interação entre o solo e as inclusões de reforço, podendo ser quantificadas através de ensaios de cisalhamento direto de interface, de arrancamento, ou de compressão axial, de modo a caracterizar a interação entre os elementos por meio de carregamento estáticos.

1.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é realizar uma análise de estabilidade e dimensionamento de uma estrutura de contenção, a fim de atender as demandas de um viaduto na BR-470 em Pouso Redondo/SC.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Em síntese, este trabalho tem como objetivos centrais:

- A. Realizar análise geotécnica do local da obra e definir os parâmetros de cálculo;
- B. Definir um modelo geotécnico para a seção crítica;
- C. Definir a melhor solução em muros de contenção para a situação;
- D. Realizar o dimensionamento e análise de estabilidade através da solução adotada.
- E. Avaliar os resultados e definir a melhor solução do ponto de vista geotécnico.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo tem por objetivo elucidar o leitor sobre o tema, através das bibliografias disponíveis.

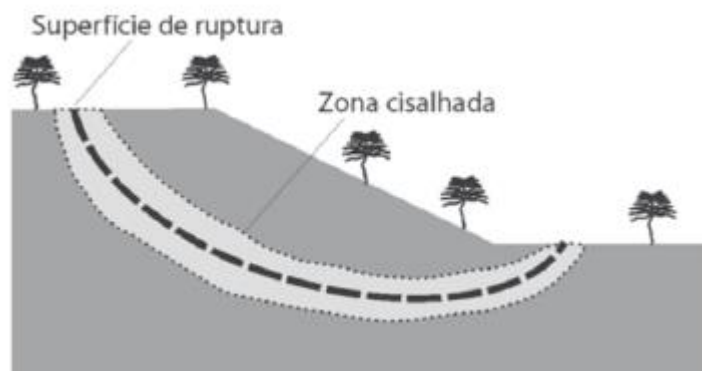
2.1. ESTABILIDADE DE TALUDES E MUROS

Para que se possa falar sobre a estabilidade, é necessário primeiramente compreender a definição literária dos termos. Segundo a Norma Britânica BS 8006-1:2010, estruturas de solo ou rocha, que se apresentem com inclinação em relação à vertical dentro dos 20° podem ser definidas e projetadas como estruturas verticais.

Para Gerscovich (2016), talude é a designação dada a uma superfície inclinada, seja de rocha ou de um maciço de solo. Ainda nisso, o autor realiza a diferenciação entre taludes naturais - conhecidos como encostas - e antrópicos, ou seja, aqueles construídos pelo homem, bem conhecidos pelos cortes e aterros.

Ainda segundo o mesmo autor, a má execução de taludes pode gerar rupturas, sendo essas caracterizadas pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua de massa de solo. Logo, há uma camada de solo que perde suas características durante o processo de ruptura, que fica compreendida entre a superfície de cisalhamento e por conseguinte forma a denominada zona cisalhada conforme ilustra a Figura 1.

Figura 1: Superfície de ruptura.



Fonte: Gerscovich (2016).

Vale ressaltar que as ações das rupturas são visualizadas tanto em muros como taludes, uma vez que as porções de massa de solo ou rocha estarão sempre sujeitas

aos mesmos fatores que induzem a ruptura, podendo ser divididos em dois grupos conforme cita Dienstmann (2020):

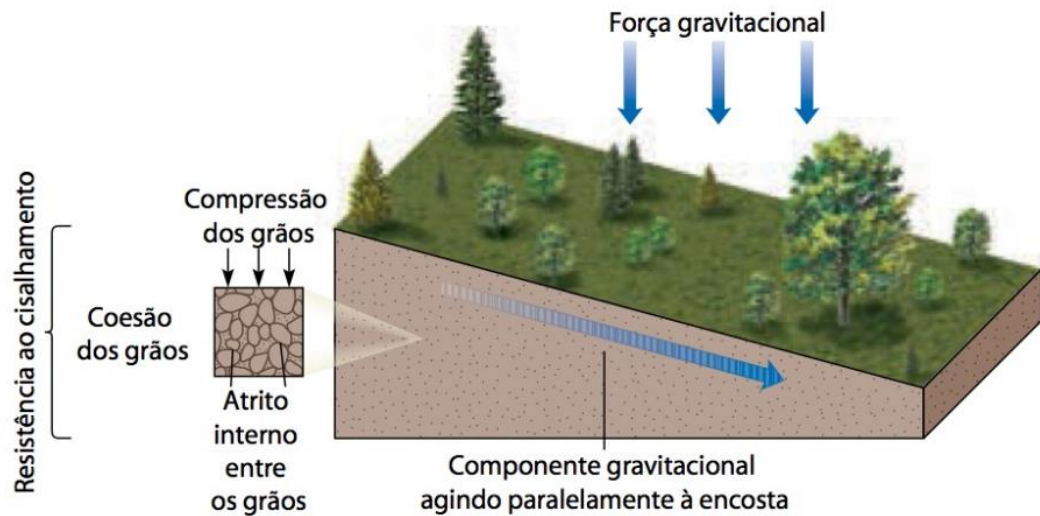
- a) Mudanças no carregamento externo: neste primeiro é possível citar as escavações nos pés de taludes, que geralmente são realizados em obras de corte para avanço territorial, devido a construções no topo de talude (em casos de construções ou obras de interesse viário), em situações em que há a elevação do nível de lençol freático de modo que as características hidrológicas dos solos de fundação sofrem alteração e por fim em casos de carregamentos (empuxo) devido ao preenchimento das fendas do maciço por água.
- b) Redução da resistência de cisalhamento do solo: seja por saturação do maciço construído ou pela variação cíclica da poropressão.

2.2. MOVIMENTAÇÃO GRAVITACIONAL DE MASSA

Segundo Wicander e Monroe (2009) pela definição, os movimentos gravitacionais de terra são os movimentos de descida pela encosta abaixo, de volumes de solo, rochas e detritos (ou até mesmo o conjunto desses), por influência da gravidade e de maneira natural esses fenômenos podem acontecer, e porventura pôr em risco a vida das populações que habitam e transitam perto das encostas caso atinjam velocidades extremamente rápidas, medidas em metros por dia ou *km* por hora, típicos de queda de blocos e escorregamentos. Caso os movimentos sejam lentos, medidos em centímetros por ano (característica de rastejamentos), os perigos de tragédias podem ser previstos.

Porém, para que haja o início desses movimentos gravitacionais de massa ocorram, o autor cita a necessidade de que a força gravitacional supere a força resistente do solo/rocha quebrando assim o equilíbrio dinâmico de tal encosta (equilíbrio dado pela resistência ao cisalhamento da encosta *versus* a força da gravidade). A força da gravidade atua de maneira vertical e paralela a encosta, enquanto a resistência ao cisalhamento vai depender da coesão e atrito dos grãos, dando forma a sustentação externa da encosta conforme Figura 2.

Figura 2: Componentes gravitacionais em encostas.



Fonte: Wicander e Monroe (2009)

Highland e Bobrowsky (2008) vão tratar do tema das movimentações de massa através do termo deslizamento, apenas como sendo um termo genérico para redefinir a descida de solos, rochas e materiais orgânicos sob o efeito da gravidade e da sua formação geológica, assim como já haviam feito Wicander e Monroe (2009). Contudo, os autores bem pontuam que as diferentes classificações de diferentes tipos de deslizamentos devem ser associadas a mecanismos específicos de falhas de acordo com as características morfológicas do local em estudo.

Os movimentos de massa foram classificados e redefinidos por diversos autores, porém Wicander e Monroe (2009) fazem a repartição com uma forma de deslizamento que poucos autores utilizam, definida por movimentos complexos e que por esse motivo, recebe a atenção neste trabalho conforme o Quadro 1.

Quadro 1: Movimentos gravitacionais de massa.

Tipo de movimento	Subdivisão	Características	Velocidade do movimento
Quedas	Queda de blocos	Queda livre de blocos rochosos, de qualquer tamanho, desprendidos de rochedos íngremes, cânions e cortes de rodovias	Extremamente rápida
Escorregamentos	Escorregamento rotacional	O movimento ocorre, geralmente, ao longo de uma superfície de ruptura curva; envolve, mais comumente, material desagregado ou fracamente consolidado	Extremamente lenta a moderada
	Escorregamento translacional	O movimento ocorre, geralmente, ao longo de uma superfície de ruptura plana	Rápida ou muito rápida
Corridas de massa	Fluxo de lama	Consiste em, pelo menos, 50% de partículas de silte e de partículas do tamanho de argila e até 30% de água	Muito rápida
	Fluxo de detritos	Contém partículas maiores e menos água que o fluxo de lama	Rápida a muito rápida
	Fluxo de terra	Massa úmida de regolito espessa e viscosa, com formato de língua	Lenta a moderada
	Quick clays	Partículas de silte e argila saturadas com água que, quando perturbadas por um choque súbito, perdem sua coesão e fluem como um líquido	Rápida a muito rápida
	Solifluxão	Sedimento de superfície saturado de água	Lenta a moderada
	Rastejamento	Movimento de descida encosta abaixo de solo e rocha	Extremamente lenta a moderada
Movimentos complexos	-	Combinação de diferentes tipos de movimento (por exemplo, escorregamento translacional com fluxo de detritos)	Lenta a extremamente rápida

Fonte: Wicander (2009)

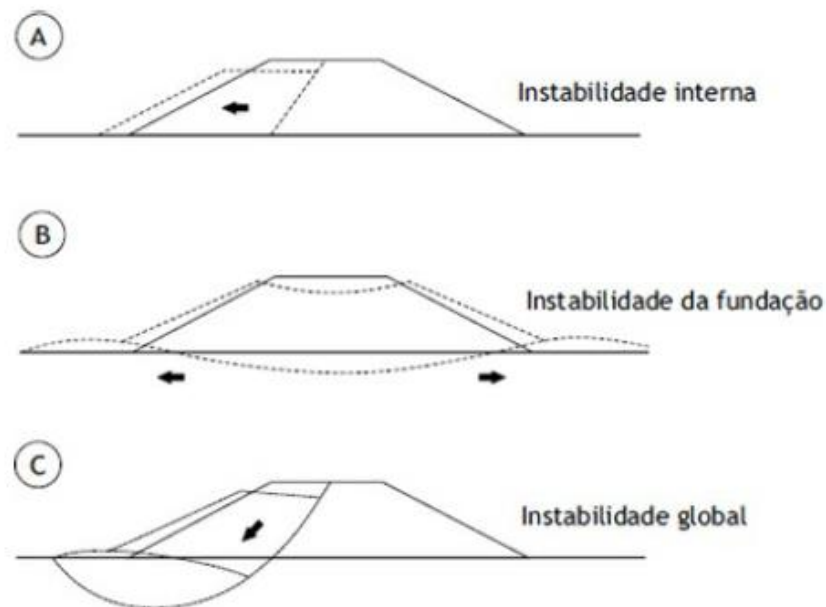
2.3. ATERROS SOBRE SOLO MOLE

Para que se possa entender da importância desse assunto, basta uma breve recordação histórica das ligações terrestres entre as cidades de Santos e São Paulo, conforme cita Massad (2010), que ao final do Século XIX, parte desse trajeto era realizado por diligências e parte por barca. Através da Estrada de Ferro Santos-Jundiaí, construída pelos ingleses, que funcionava tal qual um “assoalho” para a colocação de aterro sobre as regiões de mangue, que foram concebidos os primeiros

entendimentos geotécnicos sobre a necessidade de aprimorar as técnicas de aterros sobre solos moles.

Conforme Almeida e Marques (2014), alguns modos de ruptura são possíveis para aterros sobre solos moles, sendo válidos tanto para casos de aterros reforçados ou não. Se incluem a ruptura por corpo de aterro sem o envolvimento da argila mole (Instabilidade interna, Fig. 3A), a ruptura da fundação argilosa com um problema de capacidade de carga (Instabilidade da fundação, Fig. 3B) e a ruptura global do conjunto aterro-fundação (Instabilidade global, Fig. 3C).

Figura 3: Modos de ruptura para aterros sobre solos moles.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

2.4. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

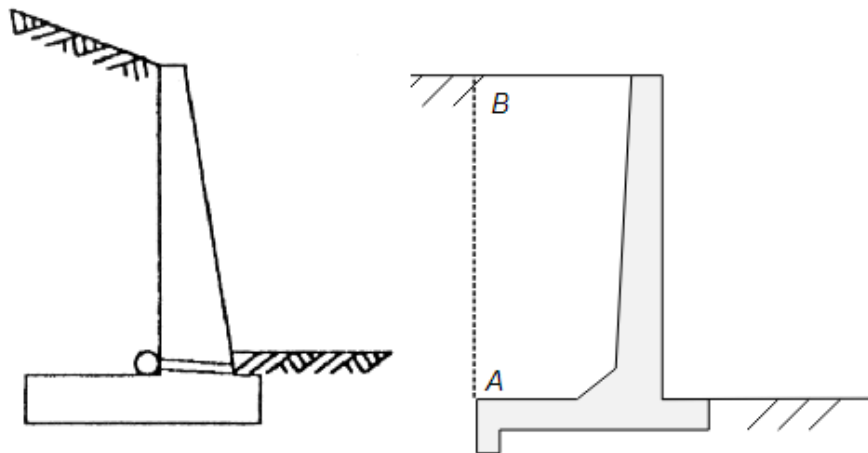
As estruturas de contenção têm por objetivo contrapor-se aos empuxos ou tensões que surgem em um maciço de solo quando sua condição de equilíbrio é perturbada, essas estruturas podem assumir diversas formas, como muros, solos grampeados ou cortinas ancoradas. Entre os tipos de muros, podemos distingui-los em dois grupos principais: o primeiro é conhecido como muros de peso ou gravidade, os quais podem ser construídos utilizando materiais como alvenaria de pedras, concreto ciclópico, gabiões ou solo reforçado e já o segundo grupo compreende os muros de flexão, que são os muros de concreto armado, podendo ser projetados com ou sem contraforte, assim como com ou sem ancoragens (LUIZ, 2014).

2.4.1. POR FLEXÃO

Os muros de flexão em concreto armado são estruturas que apresentam características de maior esbeltez e seções transversais geralmente no formato de “L”. Estes muros resistem aos empuxos por flexão, com parte do peso próprio do maciço terroso, que se encontra sobre a base do muro. Autores consideram estes muros antieconômicos para alturas acima de 5 metros. As dimensões da laje de base, em geral, apresentam largura entre 50 e 70% da altura do muro (GERSCOVICH, 2010).

O autor também explicita que grande parte dos acidentes envolvendo os muros de contenção por flexão está relacionado ao acúmulo de água no maciço e que conseqüentemente, o aumento ou elevado nível do lençol freático afeta substancialmente o empuxo total. Sendo assim, sistema de drenagem se tornam imprescindíveis, o que pode tornar a relação custo-benefício dessa solução desfavorável quando comparado a outras metodologias.

Figura 4: Muros de flexão em concreto armado.



Fonte: Gerscovich (2010)

2.4.2. À GRAVIDADE

Muros de gravidade são estruturas corridas que fazem oposição aos empuxos horizontais através do peso próprio. Ou seja, como a própria nomenclatura sugere, tais estruturas são responsáveis por anular as forças de empuxo ativo através da própria gravidade, pois essa que auxilia a estrutura distribuir as cargas de seu peso no solo de fundação. Geralmente são utilizados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5 metros (GERSCOVICH et al., 2019).

Segundo BARROS (2017), a principal vantagem para a adoção de muros a gravidade está na simplicidade da execução, uma vez que não se requer, em geral, mão de obra especializada. O autor faz ainda uma subdivisão deste pequeno grupo, em função dos materiais utilizados para a sua construção: estruturas rígidas e estruturas flexíveis. As estruturas rígidas são aquelas construídas a partir de materiais que restringem deformações aparentes (ex: concreto ciclópico e pedras argamassadas). O autor vai pontuar ainda, que apesar de serem muito utilizadas, tendem a apresentar limitações técnicas e de aplicação, uma vez que demandam uma alta qualidade de suporte do solo de fundação, ou seja, não aceitam quaisquer recalques ou assentamentos, além do fato de exigirem um sistema de drenagem eficiente, devido às características de resistência ao contato da água dos materiais.

Para estruturas flexíveis, o mesmo autor define como aquelas formadas por materiais que aceitam deformações e que, dentro de limites estabelecidos, podem se adaptar a acomodações e movimentações do terreno, sem que haja a perda de eficiência e estabilidade (ex: gabiões e solo reforçado).

2.4.2.1. CONCRETO CICLÓPICO E ALVENARIA DE PEDRAS

Os muros de alvenaria de pedras e com a utilização de concreto ciclópico possuem bastante semelhança e uma origem igual. O termo “ciclópico” vem a surgir na Grécia antiga, onde foram erguidos fortes de blocos de pedras gigantes e sem a utilização de argamassa, de modo que as rochas de maiores dimensões diminuam o número de juntas e de tal forma, os pontos fracos da alvenaria. Contudo, ao passar dos anos e a diminuição das peças de rochas, o concreto passou a ser adicionado na composição (VIEIRA JÚNIOR, 2014).

De forma mais resumida, a diferença principal entre um muro de alvenaria de pedras e o muro de concreto ciclópico se dá na proporção concreto/pedra, onde no primeiro caso o concreto não se comporta como parte integrante e fundamental da composição, diferentemente do segundo.

Ambos possuem duas semelhanças preponderantes no quesito custo/benefício:

- Necessidade de um sistema de drenagem eficiente;

- A estabilidade para alturas maiores se dá no aumento consecutivo da base do muro, de tal forma que na necessidade de conter grandes alturas os muros tendem a apresentar robustez considerável;

Figura 5: Muros de alvenaria de pedra.



Fonte: Gerscovich (2016)

Figura 6: Muros de concreto ciclópico.



Fonte: Gerscovich (2016)

2.4.2.2. GABIÕES

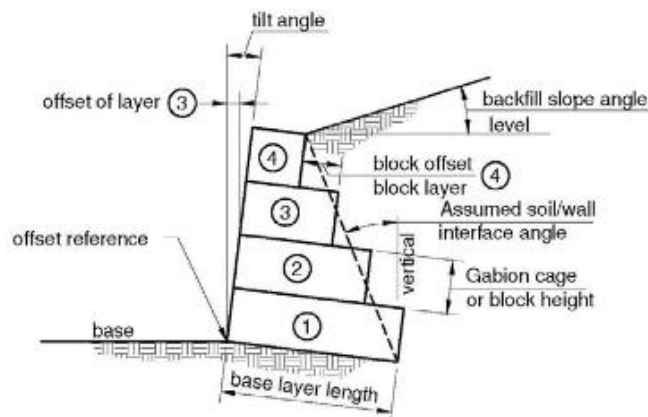
As estruturas de contenção a gravidade do tipo gabião são de uma família tradicional dos sistemas de contenções possui origem da técnica propriamente dita às margens do rio Reno em Casalecchio, perto da cidade de Bolonha, ao norte da Itália, produzido por uma empresa local chamada Maccaferri Raffaele – Oficina da Fabbro (FRACASSI, 2017). Porém, é importante destacar que técnicas similares ao do gabião podem ser encontradas anteriormente ao desenvolvimento do mesmo.

BARROS (2017) faz a apresentação do modelo como sendo um constituinte de elementos metálicos confeccionados a partir de uma malha hexagonal de dupla torção, onde os arames são produzidos em baixo teor de carbono - revestidos com

liga de zinco e alumínio - e com preenchimento em pedras. Além disso, ele cita como sendo uma solução de característica técnico e econômica quando comparado com outros sistemas estruturais.

Por serem estruturas monolíticas (todos os elementos são unidos através de arames de amarração) o resultado obtido é um bloco homogeneizado com características de resistências iguais em todos os pontos da estrutura. Logo, fica cabível definir como sendo um modelo de estrutura armada, condição essa que verifica a condição de estrutura resistente a solicitações de tração e corte. Nos gabiões, as telas metálicas possuem não apenas a função de conter as pedras, mas também de suportar os esforços de tração oriundos daqueles que agem sobre a estrutura, ainda que esses esforços sejam frutos de assentamento e recalques não previstos em cálculos. Tal aspecto, inexistente nos muros vistos anteriormente, se torna um diferencial em casos em que a estrutura estará apoiada sobre solos desprovidos de capacidade físicas adequadas (BARROS, 2017).

Figura 7: Muro em gabiões caixa.



Fonte: Brooks (2010).

2.4.3. SOLO REFORÇADO

O termo solo reforçado é referido pela ABNT NBR 16920-1:2021 pela utilização de reforços resistentes à tração de modo a obter um compósito com características mecânicas vantajadas em maciços terrosos, onde o sistema é formado por três elementos: elementos de reforço (inclusões), elementos de face (paramento frontal) e o solo. A técnica considera a utilização de elementos geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas, geotiras e geobarras) e de reforço metálico (com tiras, grelhas soldadas,

barras e malhas) para melhoramento das condições de resistência interna e da estabilidade global do caso, a fim de limitar os deslocamentos.

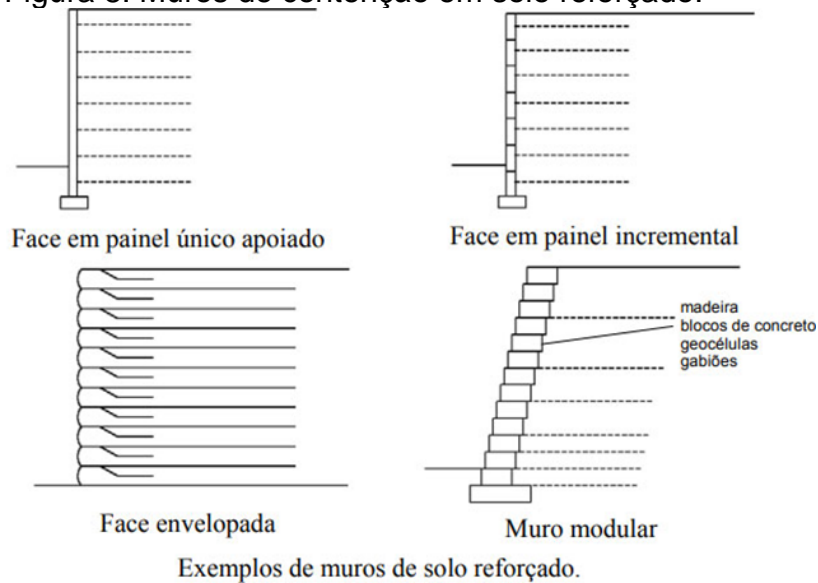
Segundo Ehrlich e Becker (2009) durante muitos anos as estruturas de contenção tradicionais tal como as alvenarias de pedra, muros de concreto ciclópico e gabiões - apresentados nos itens anteriores – foram as únicas opções disponíveis. Todavia, com o progressivo aumento das alturas de solos se a conter ou por conta de solos de fundação pouco competentes, o custo para realização dessas estruturas elevava-se consideravelmente. A fim de superar esses obstáculos, foram desenvolvidas estruturas alternativas, na qual eram utilizados métodos de reforçar o solo e que gradualmente, vieram a substituir os métodos de contenção “tradicionais”.

Conforme Ehrlich e Becker (2009 apud Mitchell e Villet, 1987) os primeiros casos de estruturas construídas com o reforço de solo, são datadas para cerca de mais de 6 mil anos atrás e associadas aos povos mesopotâmicos, como no Zigurate de Ur, no atual Iraque. Os Zigurates eram templos religiosos construídos através de camadas de barro reforçadas por juncos e galhos, onde as alturas chegavam a atingir 50 metros ou mais e seu faceamento era moldado a partir de tijolos de barro secos ao sol, unidos por meio de argamassa asfáltica.

Para os autores, a base de filosofia de solo reforçado e o paralelo avanço da indústria petroquímica foram os dois fatores responsáveis pelo rápido avanço tecnológico dos reforços de elevada resistência à tração (geossintéticos e geogrelhas) nas décadas que precederam os anos 50, 60 e 70.

A partir desses conceitos e do avanço da indústria, soluções como os muros de Terra Armada ou terre armée, técnicas de solo envelopado e Terramesh® System passam a receber notoriedade no meio das obras de engenharia geotécnica.

Figura 8: Muros de contenção em solo reforçado.



Fonte: Embu.¹

2.4.3.1. TERRAMESH®

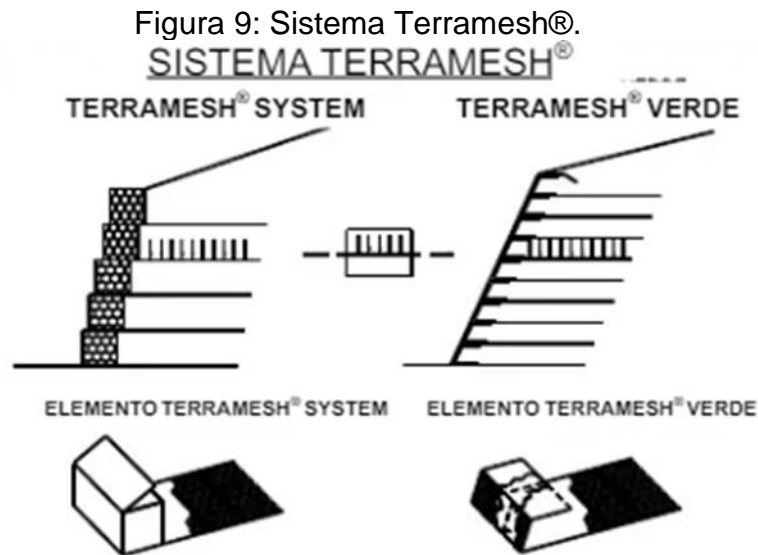
Todas as informações e características da solução Terramesh® são pautadas a partir de Maccaferri (2005).

Com o objetivo de diminuir os custos de obras de estabilização e contenção de talude, o sistema Terramesh® nasce baseado no princípio do solo reforçado e no que anteriormente fora apresentado e definido pelo Professor Henri Vidal na década de 60 como “*terre armée*”. Tal solução apresenta validações naturais, uma vez que o espraiamento das raízes de árvores no solo tende a garantir uma resistência ao solo contra tensores. A modalidade de muro Terramesh® apresenta sua estruturação em duas formas diferentes:

- Terramesh® System:** sistema com um paramento frontal (vertical ou escalonado) em caixas de gabião associado a um reforço em malha hexagonal de dupla torção. Na opção de escalonamento, os muros são executados com espaçamentos de 10 cm entre as caixas a cada 1 metro de altura, o que seria equivalente a 6 graus de inclinação da face.
- Terramesh® Verde:** sistema de associação entre uma malha hexagonal de dupla torção com um paramento frontal com a utilização de geomantas ou

¹ Disponível em: < <https://embugeomembrana.com.br/geossinteticos-em-muros-de-contencao/> > Acesso em maio. 2024.

biomantas tridimensionais. Sua estrutura vai ser formada por uma segunda malha eletro soldada acoplada de um triângulo de aço que configura a inclinação do paramento.



Fonte: Maccaferri (2005).

Das vantagens que o Terramesh® apresenta:

- flexibilidade que garante ao sistema uma integridade estrutural devido a sua capacidade de acompanhamento dos assentamentos;
- permeabilidade do paramento externo, garantindo assim uma característica drenante;
- simplicidade executiva por não necessitar de uma mão de obra especializada para montagem e a garantia de uma construção contínua mesmo em locais mais inóspitos;
- versatilidade por garantir a estabilidade mesmo sob a execução do paramento em face vertical ou escalonada;
- “*nature friendly*” uma vez que permite a inserção de mudas de espécies nativas para bem adaptação da fauna local junto a construção;
- Segurança estrutural contra incêndio nas imediações devido às características da malha de aço;
- Capacidade de fonoabsorvência (18 a 28 decibéis);

2.5. GEOSSINTÉTICOS

Entende-se por geossintético como o produto polimérico para utilização em obras geotécnicas, onde o autor vem a citar algumas das funcionalidades “Esses produtos podem ser utilizados em uma grande variedade de problema geotécnicos, tais como reforço (estrutura de contenção, taludes íngremes ou aterros sobre solos moles) ou estabilização de solos, drenagem e filtração, barreiras para fluidos e gases, controle de erosão, barreira de sedimentos, proteção ambiental, etc.” (PALMEIRA, 2018).

Atualmente, dispõe-se de uma grande pluralidade de produtos geossintéticos, cuja terminologias foram sintetizadas pelo autor através da antiga norma NBR 12553/2003 e que são apresentados através do Quadro 2, destacados conforme funções capazes de exercer:

Quadro 2: Funções dos diferentes tipos de geotêxteis.

Tipo	Função						
	Reforço	Separação	Drenagem	Filtração	Barreira	Proteção	Outras
<i>Geoblocos</i>							✓
<i>Geocélulas</i>	✓					✓	✓
<i>Geocompostos</i>	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
<i>Geocontêiners</i>			✓			✓	✓
<i>Geofôrmas</i>			✓			✓	✓
<i>Geodrenos</i>			✓	✓			
<i>Geoespaçadores</i>			✓				
<i>Geofibras</i>	✓						
<i>Geogrelhas</i>	✓						✓
<i>Geomantas</i>						✓	✓
<i>Geomembranas</i>		✓			✓	✓	
<i>Georredes</i>			✓				
<i>Geotêxteis</i>	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
<i>Geotiras</i>	✓						
<i>Geotubos</i>			✓				
<i>EKG</i>			✓				✓
<i>Tubos geotêxteis</i>			✓			✓	✓

Fonte: Palmeira (2018)

No presente trabalho são abordados a utilização de geotêxteis e geogrelhas, portanto são esses que por sua vez receberão uma apresentação detalhada e com enfoque técnico, mesmo que haja uma vasta coletânea de possibilidades de utilização em muros de contenção, tal como apresentado anteriormente.

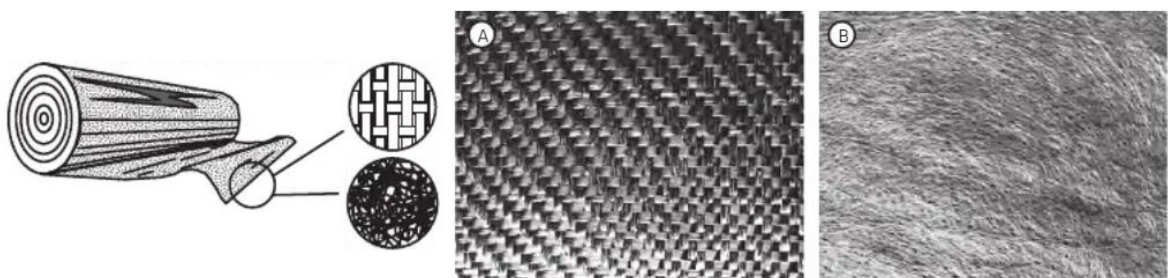
Segundo Sayão et al. (2013 apud Mitchell e Villet, 1987; Jones, 1996) as primeiras contenções com a utilização de geotêxteis datam da década de 70, enquanto o uso de geogrelhas fica verificado primeiramente em estabilização de aterros no Japão.

2.5.1. GEOTÊXTEIS

Conforme define a NBR 12553/2003, geotêxtil é o produto têxtil permeável que apresenta funções de filtração, drenagem, reforço separação e proteção. A norma define ainda, os diferentes tipos de geotêxtil conforme o seu processo de manufatura, que são eles:

- Geotêxtil não tecido agulhado: tecido composto de fibras ou filamentos distribuídos aleatoriamente. A depender do seu processo de solidarização, tem subclassificação de não tecido agulhado, termoligado ou resinado.
- Geotêxtil tecido: tecido resultante do entrelaçamento de fio, filamentos ou laminetes, com direções preferenciais de fabricação.

Figura 10: (A) Geotêxtil tecido (B) Geotêxtil Não Tecido.



Fonte: Palmeira (2018).

Segundo Palmeira (2018), a aplicação mais comum do geotêxtil é como camadas de filtro em obras de meio ambiente e geotécnicas, uma vez que seu emprego apresenta facilidade na capacidade construtiva, confiabilidade na repetibilidade das propriedades, uniformidade de material, menor ocupação de volume

em obra e redução de custos de consumo. Todavia, é necessário pleno conhecimento das gramaturas e dimensionamento para obra, a fim de evitar que haja a colmatação desses materiais.

2.5.2. GEOGRELHAS

Conforme a definição da ASTM D 4439 (2014), geogrelhas são geossintéticos formados por uma rede regular de elementos integralmente conectados. A norma define ainda uma dimensão de 6,35mm entre as redes, que permite assim o imbricamento do material com o solo. Contudo, é de conhecimento que a abertura entre as redes apresenta variações no mercado conforme a sua classe de resistência.

Referente as aplicações das geogrelhas, Sayão, Sieira e Santos (2013) apresentam as principais, sendo elas: no reforço de taludes e muros de contenção, separação/reforço em rodovias não pavimentadas e rodovias, no conjunto com obras de gabião para controle de erosão, no reforço de aterro sobre solos moles, em reforço de pavimento asfáltico e como item integrante de geocompostos.

Diversas são os métodos de produção desse tipo de material, que porventura são foram classificadas pela NBR 12553/2003 entre geogrelhas extrudadas, ligadas e tecidas.

Figura 11: Geogrelhas unidirecionais.



Fonte: Maccaferri.²

² Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/webinar/geogrelhas-de-alto-desempenho-para-reforco-de-solos/>> Acesso em maio. 2024.

2.6. DIRETRIZES NORMATIVAS

2.6.1. NBR 16.920-1 (2021) – MUROS E TALUDES EM SOLOS REFORÇADOS

Publicada no ano de 2021, a NBR 16.920-1 veio para especificar os requisitos de projeto e execução de muros e taludes em meios terrosos contínuos reforçados e aterros com materiais reciclado em casos específicos.

Nesse sentido, a norma veio a oferecer novas concepções sobre as análises e dimensionamentos em muros de solo reforçado, de tal forma que podemos dar destaque a Tabela 3 da norma (Fatores de segurança mínimos para métodos de fator de segurança global) onde alguns valores de fatores mínimos de segurança sofreram “alteração” quando comparado a valores apresentados pela norma de estabilidade de encostas apresentada no item anterior. Essa tabela por sua vez, vêm a servir como base de parâmetro para os cálculos de projetos desenvolvidos no presente trabalho, justamente ao fato de se tratar de uma norma mais atual e com enfoque específico na solução adotada para a ocasião.

Tabela 1: Fatores de segurança mínimos.

Estabilidade	Mecanismo	Subseção	Fator de segurança global mínimo
Externa	Tensão admissível da fundação (a)	10.4.1	2,0 no bordo mais carregado
	Deslizamento	10.4.2	1,5
	Tombamento	10.4.3	2
Interna	Ruptura estrutural do reforço	10.5	1,5
	Arrancamento do reforço	10.5	1,5
Geral	-	10.6	ver Anexo C
Conexão com o paramento	-	10.7	1,5
(a) No caso de tratamento de fundação, cabe ao projetista apresentar a justificativa de fator de segurança adotado.			

Fonte: ABNT NBR 16.920-1 (2021).

O referido anexo C da Tabela 1 faz referência à outras duas tabelas que ajudam o projetista a fazer a classificação quanto ao nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais. A partir dessa classificação, através de uma combinação é possível definir o fator de segurança mínimo para estabilidade geral.

Quadro 3: Nível de segurança contra riscos à vidas humanas.

Nível de segurança	Critérios
Alto	<p><u>Áreas com intensa movimentação e/ou permanência de pessoas:</u> Via principal de ferrovias e rodovias de tráfego intenso. Vias públicas de centros urbanos. Edificações ocupadas (por exemplo, residências, escolas, estádios, prédios comerciais, indústrias e fábricas). Construções e/ou áreas com bens ou produtos perigosos (por exemplo, barragens de água e rejeito).</p>
Médio	<p><u>Áreas com movimentação e permanência restrita de pessoas:</u> Fora da via principal de ferrovias e rodovias de tráfego intenso. Via principal de ferrovias e rodovias de tráfego moderado. Vias de serviço. Áreas de espera de serviços públicos em centros urbanos (por exemplo, plataformas de trem e metrô, pontos de ônibus). Instalações de edificações (por exemplo, estacionamentos, vias internas, áreas de lazer).</p>
Baixo	<p><u>Áreas com movimentação e permanência eventual de pessoas:</u> Vias de ferrovias e rodovias de tráfego reduzido. Vias rurais. Áreas públicas abertas em centros urbanos (por exemplo, praças, estacionamentos, parques). Obras rurais. Obras temporárias com circulação restrita de pessoas e com equipe de obra e/ou monitoramento em operação.</p>

Fonte: ABNT NBR 16.920-1 (2021).

Quadro 4: Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Critérios
Alto	<p><u>Danos materiais:</u> Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais por elevado período de tempo. <u>Danos ambientais:</u> Locais sujeitos a acidentes ambientais graves (por exemplo, oleodutos, aterros sanitários, barragens de rejeito).</p>
Médio	<p><u>Danos materiais:</u> Locais próximos a propriedades de valor moderado, vias e estradas principais de acesso e áreas que afetem serviços essenciais por curto período. <u>Danos ambientais:</u> Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados (por exemplo, vias com circulação de produtos perigosos e fábricas de produtos químicos tóxicos próximos a áreas de proteção ambiental).</p>
Baixo	<p><u>Danos materiais:</u> Locais próximos a propriedades de valor reduzido e vias e estradas secundárias de acesso. <u>Danos ambientais:</u> Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.</p>

Fonte: ABNT NBR 16.920-1 (2021).

Tabela 2: Combinação dos níveis de segurança.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos às 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

Fonte: ABNT NBR 16.920-1 (2021).

2.7. SOFWARES DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

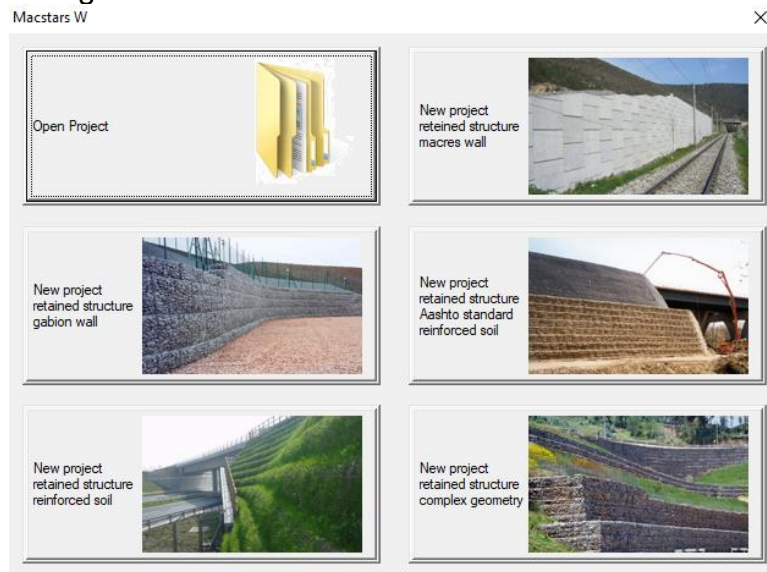
A análise de estabilidade é essencial para garantir a segurança e a eficácia de estruturas e projetos no setor geotécnico. Dentre os softwares especializados nesse ramo, destacam-se o PLAXIS 2D, o GeoStudio Slope/W e o MacStars® W 4.0 da Maccaferri. O PLAXIS oferece uma ampla gama de ferramentas para modelagem de problemas geotécnicos complexos (análises em por elementos finitos), enquanto o GeoStudio se destaca pela integração de diferentes aspectos da geotecnia em uma interface intuitiva. O MacStars®, por sua vez, é reconhecido por sua aplicação em soluções de contenção, como muros de gabião e sistemas de geossintéticos, oferecendo recursos avançados para análise e dimensionamento dessas estruturas.

2.7.1. MACSTARS W 4.0

Segundo Maccaferri (2018), o software MACSTARS® 2000 foi criado com o propósito de verificar a estabilidade de solos reforçados, ou seja, estruturas que garantem a estabilidade de taludes através de unidades de reforço capazes de absorver as tensões de tração. Além disso, possibilita a análise de estruturas de contenção por gravidade, utilizando o mesmo princípio de reforço.

No contexto de muros de contenção em solos reforçados, o software é capaz de realizar cálculos de estabilidade global - através do método do equilíbrio limite - análises de estabilidade interna, de estabilidade de paredes (verificação da estrutura contra o tombamento, deslizamento e capacidade de carga) e de estabilidade deslizante. Com o passar dos anos, diferentes atualizações do *software* foram desenvolvidas, sendo o MACSTARS® W 4.0 a sua versão mais atualizada disponível no período de realização do presente trabalho.

Figura 12: Interface MACSTARS® W 4.0.



Fonte: Autor (2024).

Por se tratar de um software gratuito oferecido pela empresa Maccaferri, o programa se mostra uma alternativa econômica para os projetistas, além de trabalhos acadêmicos e profissionais validarem a sua importância através de diversas modelagens. Não obstante, Barbosa e Dias (2018) desenvolveram um trabalho completamente voltado para a rotineira análise de estabilidade de taludes através do MacStars®, uma vez que, conforme citam os autores, a recorrência frenética de deslizamentos torna imprescindível o domínio desse recurso.

2.7.2. PLAXIS 2D

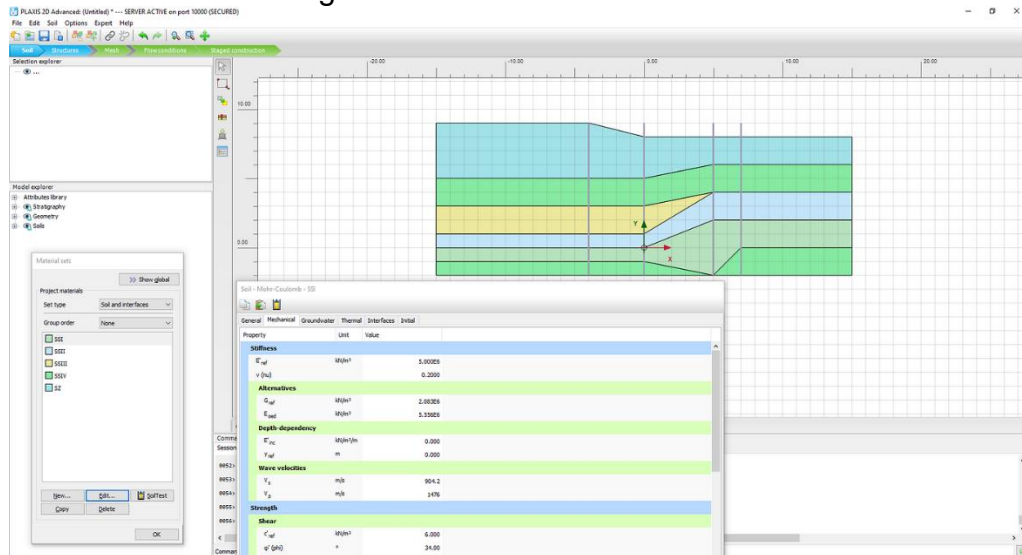
Plaxis 2D é um poderoso programa da Bentley Systems. Em duas dimensões, o programa é capaz de fazer análises de deformação e estabilidade para engenharia geotécnica e mecânica das rochas, onde utilizando a metodologia de elementos finitos, é capaz de auxiliar nos mais diversos desafios de escavações, aterros, fundações *onshore* ou *offshore* de túneis, mineração e geomecânica (BENTLEY SYSTEM, 2022)³. Apesar da confiabilidade, o software não é gratuito e tampouco apresenta licença estudantil.

O software apresenta ampla aceitação dentro do meio acadêmico e profissional, sendo possível encontrar diversos trabalhos, teses e artigos onde a utilização do PLAXIS 2D é validada. No que se refere ao tema de muros em solo

³ Disponível em: <<https://br.bentley.com/wp-content/uploads/PDS-PLAXIS-2D-LTR-EN-LR.pdf>> Acesso em maio. 2024.

reforçado e aterros sobre solos moles, é possível citar como exemplo o artigo de Teixeira *et al.* (2016), onde os autores realizaram as análises de confiabilidade de um dique em um muro de contenção assentado em um solo argiloso.

Figura 13: Interface PLAXIS 2D.



Fonte: Medium.⁴

2.7.3. GEOSTUDIO SLOPE/W

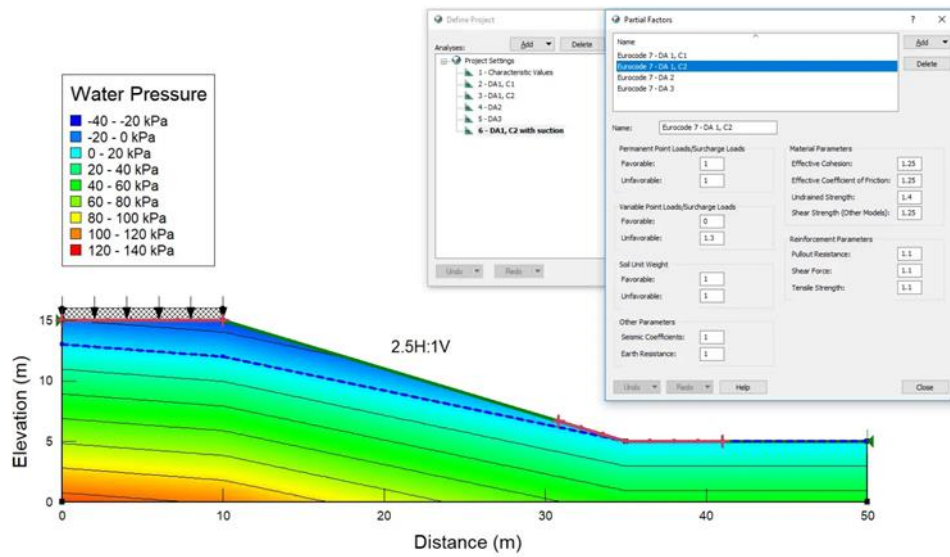
Por apresentar uma interface simplificada, o software GeoStudio na partição Slope/W apresenta uma grande adesão na área da Engenharia geotécnica. É através do próprio GeoStudio que o usuário fará a escolha do método que será utilizado para elaboração das análises através dos elementos finitos (estabilidade de taludes, percolação, fluxo de água etc.).

Tendo em mãos as propriedades do solo, a geometria do caso de análise e o prévio conhecimento de metodologias de estabilidade, o usuário é capaz de realizar análises de equilíbrio através dos métodos de Bishop e Fellenius, por exemplo, para que seus projetos possam obter confiabilidade estrutural para execução.

Por haver grande aceitação no meio profissional, diversos estudos de caso já foram desenvolvidos com auxílio do Slope/W até mesmo no meio acadêmico. A modelo, é possível citar Baldasser (2013), onde a autora desenvolveu uma análise comparativa entre diferentes soluções de solo reforçado e para análise de estabilidade global, as verificações foram validadas através do software em questão.

⁴ Disponível em: <<https://towardsdatascience.com/build-soil-profile-in-plaxis-using-python-a9c870e253c7>> Acesso em maio. 2024.

Figura 14: Interface GeoStudio Slope/W.



Fonte: Sequent.⁵

⁵ Disponível em: <<https://www.seequent.com/products-solutions/geostudio/slope/>> Acesso em maio. 2024.

3. MÉTODO

3.1. DISPOSIÇÕES

A se tratar de uma obra de envolvimento público (investimentos e contratos), por uma série de resguardos legais, o presente trabalho irá manter em sigilo o nome das empresas que prestaram serviços e que por sua vez, forneceram dados para realização do estudo. Vale ressaltar, que a utilização dos projetos topográficos, os dados de sondagem e bem como o documento de consultoria prestado para a empresa de execução, possuem autorização das respectivas empresas e a suas finalidades estão pautadas apenas em fins acadêmicos. De tal modo, para definição de autorias, fica definido de tal forma para o presente trabalho:

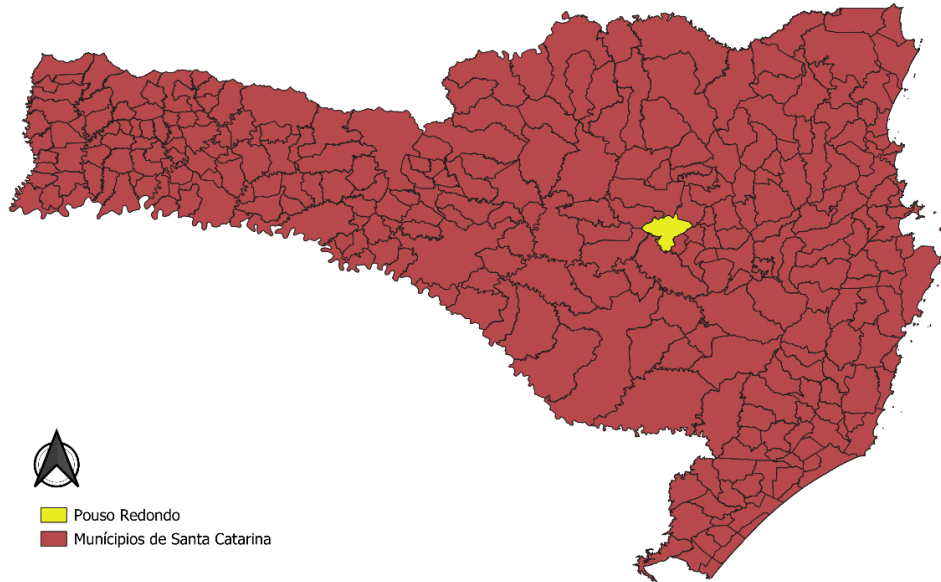
- Empresa A: empresa responsável pela execução da obra e que forneceu os projetos de altimetria;
- Empresa B: empresa responsável pela realização dos ensaios de sondagem do tipo CPTU;
- Empresa C: empresa que prestou consultoria para a Empresa A e que por sua vez forneceu imagens do local e um documento com os parâmetros de solo resumidos com base nos serviços da Empresa B;

3.2. LOCAL DA OBRA

3.2.1. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO

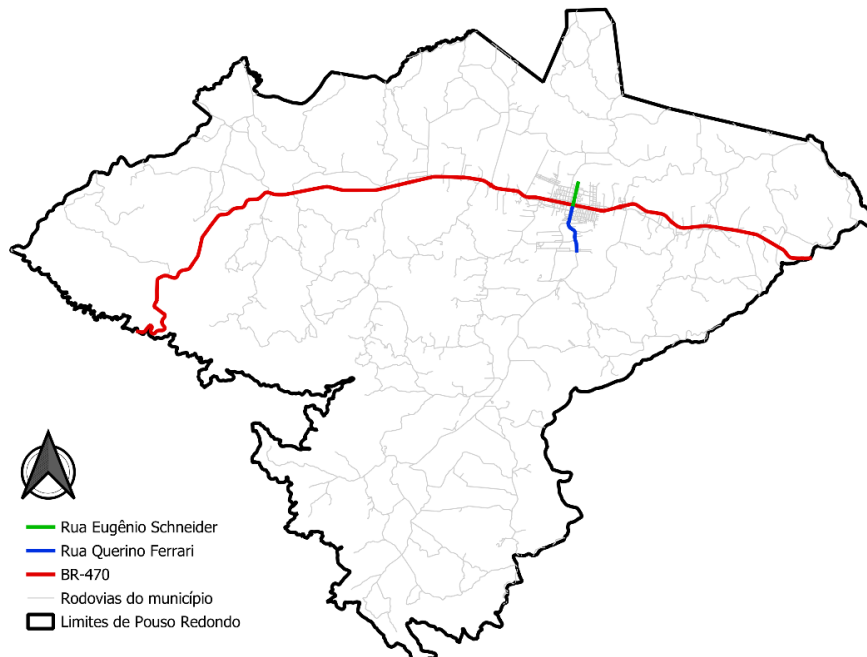
A obra a ser analisada trata-se de uma implantação de viaduto com passagem inferior – ligação entre as ruas Querino Ferrari e Eugênio Schneider- na travessia urbana do município de Pouso Redondo, no Alto Vale do Itajaí, do km 175 da BR-470 no estado de Santa Catarina.

Figura 15: Localidade município de Pouso Redondo/SC.



Fonte: Autor (2024).

Figura 16: Distrito do município de Pouso Redondo/SC.



Fonte: Autor (2024).

Conforme ilustra a Figura 16, o município de Pouso Redondo possui a sua área metropolitana concentrada e dividida na sua porção medial pela rodovia BR-470. Dessa forma, fica justificado a necessidade da construção de uma OAE (obra de arte especial), tal como um viaduto, para que o fluxo dos veículos entre as vias escoadoras não seja prejudicado pelo tráfego que atravessa a cidade apenas com fins de passagem.

Figura 17: Imagem aérea do local da obra.



Fonte: Empresa C.

3.2.2. AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA

Conforme já exposto anteriormente, o município de Pouso Redondo se localiza na região do Alto Vale do Itajaí, sendo abrangida pela bacia hidrográfica do rio Itajaí e banhado pelo Rio das Pombas. Ainda conforme Santos et al. (2014), a localidade é favorecida a ocorrência de intensas precipitações, concentradas principalmente na primavera e no verão. A se tratar de uma localidade com características hidrográficas peculiares, Gerber et al. (2018) realizaram uma caracterização morfométrica da bacia hidrográfica do Rio Itajaí e evidenciaram a baixa capacidade e densidade de drenagem para a bacia, de forma que o sistema de escoamento hidrológico é pouco ramificado.

A se tratar de um solo com texturas variáveis, devido a origem de diferentes sedimentos, existe a ocorrência de frações de silte nos pontos de relevos planos e suaves ondulados, enquanto nas regiões de relevo forte ondulado e montanhoso, é

verificado principalmente a presença de solo argiloso. (PREF MUNICIPAL DE POUSO REDONDO, 2024)⁶.

A posse de todas essas informações, fica pressuposto que o solo de fundação do local de implantação da obra tende a ser um solo com classificação em capacidade de suporte ruim, uma vez que a presença de chuvas recorrentes e o solo com características argilosas não configuram condições favoráveis a construção.

A empresa de consultoria da obra realizou ensaios especiais de campo, do tipo CPTu, a fim de avaliar o solo do intervalo de estudo a partir dos resultados encontrados é possível fazer a validação das análises prévias descritas. Conforme esperado, foi confirmada a existência de argilas de características arenosas até profundidades de 6,0m, inclusive com a presença de argilas moles, motivo pelo qual as soluções geotécnicas são avaliadas no presente trabalho.

Figura 18: Escavação na marginal da rodovia.



Fonte: Empresa C.

Figura 19: Escavação na marginal da rodovia.



Fonte: Empresa C.

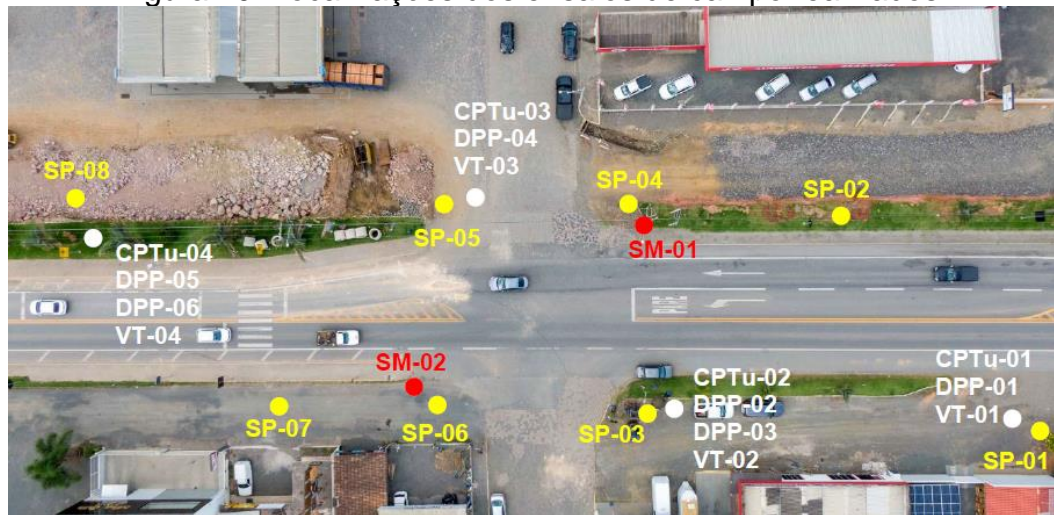
De certa forma, já de antemão é possível se esperar que os problemas relacionados estabilidade do muro em contenção serão em torno da capacidade de suporte que o solo de fundação apresentará. Logo, algumas técnicas para melhoramento da resistência à tração do solo devem ser consideradas, tal como:

- a) Troca total do solo de fundação por outro com parâmetros físicos de maior qualidade para suporte do maciço de solo.
- b) Substituição do solo de fundação por uma camada de rachão, com variação de 0,50m a 1,00m, há depender da necessidade e dos resultados de fator de segurança encontrados.
- c) Utilização de geossintéticos de reforço estrutural, bem como as geogrelhas apresentadas no item 2.5.

⁶ Disponível em: < <https://pousoredondo.sc.gov.br/pagina-23887/>> Acesso em maio. 2024.

Apesar de terem sido realizadas análises de sondagem do tipo SPT, por questões de acesso/liberação, apenas os resultados de CPTu, dissipações de poropressões (DPP) e *vane tests* (VT) foram disponibilizados para verificação do solo no estudo presente. As localizações dos pontos de sondagem foram realizadas conforme apresenta a Figura 20.

Figura 20: Localizações dos ensaios de campo realizados.



Fonte: Empresa C.

Os gráficos com resultados de capacidade de carga, poropressão, OCR, Su e Eoed provenientes dos ensaios são apresentados nas seções de anexo A, B, C e D.

3.2.2.1. Parâmetros e seção estratigráfica

Os parâmetros adotados são oriundos dos resultados de sondagem do tipo CPTu, DPP e *vane tests* e das tabelas de informações fornecidas pelo engenheiro consultor da obra, de tal forma que as figuras e tabelas apresentadas possuem respaldo técnico para utilização e avaliação.

A empresa responsável pela realização das sondagens, possui acesso às sondagens à percussão (SP) e por sua vez, realizou 4 ilhas de investigações junto aos pontos mais desfavoráveis (SP-01, SP-03, SP-05, SP-08), sendo compostas por:

- a) 4 ensaios CPTu;
- b) 6 ensaios de dissipação de poropressões (DPP);
- c) 7 *vane tests*.

A Figura 20 e a Tabela 3 apresentam as localizações, cotas e profundidades dessas ilhas.

Tabela 3: Localizações das ilhas de investigações.

Ensaio	km	Afast. (m)	Coordenadas		Cotas (m)	Profundidades atingidas (m)	Sondagens de referência
			N	E			
CPTu-01	175+642	LE 15m	6.984.529,00	605.897,70	356,8	7,5	SP-01
CPTu-02	175+686	LE 11m	6.984.543,80	605.855,70	356,0	8,3	SP-03
CPTu-03	175+711	LO 15m	6.984.574,20	605.838,10	355,9	9,7	SP-05
CPTu-04	175+749	LO 10m	6.984.577,90	605.799,90	356,1	7,5	SP-08

Fonte: Empresa C.

Nos anexos A, B, C e D são apresentadas todos os perfis verticais dos CPTUs, indicando a resistência de ponta (q_t), poropressões (u), atrito lateral (f_s), parâmetro de poropressão (B_q), razão de atrito (R_f), razão de pré-adensamento (OCR), resistência não-drenada (S_u) e módulo edométrico (E_{oed}). Para a interpretação dos resultados foram utilizados os seguintes critérios:

- a) a correlação de Chen e Mayne (1996), com $k = 0,22$, para razão de pré-adensamento (OCR);
- b) $N_{kt} = 15$ para cálculo de S_u ;
- c) Correlação de Sanglerat (1972) para E_{oed} , com $\alpha_m = 3,5$;

A Tabela 4 apresenta os parâmetros de resistência e deformabilidade mínimos, máximos e médios das camadas argilosas de fundação, onde as médias finais são ponderadas por espessura de camadas. Há uma grande variabilidade nos parâmetros, porém com indicação de valores mais favoráveis em CPTu-01 e desfavoráveis em CPTu-02.

Tabela 4: Parâmetros das camadas argilosas sedimentares dos ensaios CPTu.

Ensaio	Espessura total (m)	OCR			Su (kPa)			Eoed (MPa)		
		Min	Max	Med	Min	Max	Med	Min	Max	Med
CPTu-01	4,5	2,5	9,2	6,3	40,0	110,0	68,5	2,1	5,2	3,8
CPTu-02	3,6	1,0	3,8	1,7	7,0	41,0	17,6	0,5	1,8	1,1
CPTu-03	4,5	1,9	9,3	4,8	17,0	93,0	55,5	1,0	5,2	3,1
CPTu-04	2,5	1,0	7,2	3,8	9,0	85,0	39,0	0,7	4,8	2,2
Média	3,8	-	-	4,34	-	-	47,6	-	-	2,68

Fonte: Empresa C.

Na Tabela 5 são apresentados os resultados dos ensaios de dissipação de poropressões (DPP), associados aos CPTu, sendo:

- prof.: profundidade de ensaio;
- u_0 : poropressão hidrostática;
- u_i : poropressão inicial;
- u_{50} : poropressão para dissipação de 50% dos excessos (Δ_u) gerados pela cravação do cone;
- t_{50} : tempo para dissipação de 50% de Δ_u ;
- c_h : coeficiente de adensamento horizontal;

Tabela 5: Resultados dos ensaios DPP.

DPP	km	Afast. (m)	Prof. (m)	U ₀ (kPa)	U _i (kPa)	U ₅₀ (kPa)	t ₅₀ (s)	ch	
								cm ² /s	m ² /ano
DPP-01	175+642	LE 15m	3,0	10,0	180,0	95,0	4.090	1,64E-3	5,18
DPP-02	175+686	LE 11m	2,5	11,0	89,2	50,1	3.350	2,15E-3	6,33
DPP-03	175+686	LE 11m	3,5	21,0	117,2	69,1	5.410	1,24E-3	3,92
DPP-04	175+711	LO 15m	3,5	6,0	49,5	27,8	8.180	8,22E-4	2,59
DPP-05	175+749	LO 10m	3,0	25,0	-	-	-	-	-
DPP-06	175+749	LO 10m	4,0	35,0	199,4	117,2	990	6,79E-3	21,42

Fonte: Empresa C;

A Tabela 7 apresenta os resultados dos *vane tests* (VT), onde:

- $Su_{indefor\ mado}$: resistência não-drenada indeformada;
- $Su_{amol\ gada}$: resistência não-drenada amolgada;
- $Su_{corr\ igido}$: resistência não-drenada corrigida pelo coeficiente (μ), adotado 0,73, para índice de plasticidade (IP) estimado de 50%;
- S: sensibilidade;

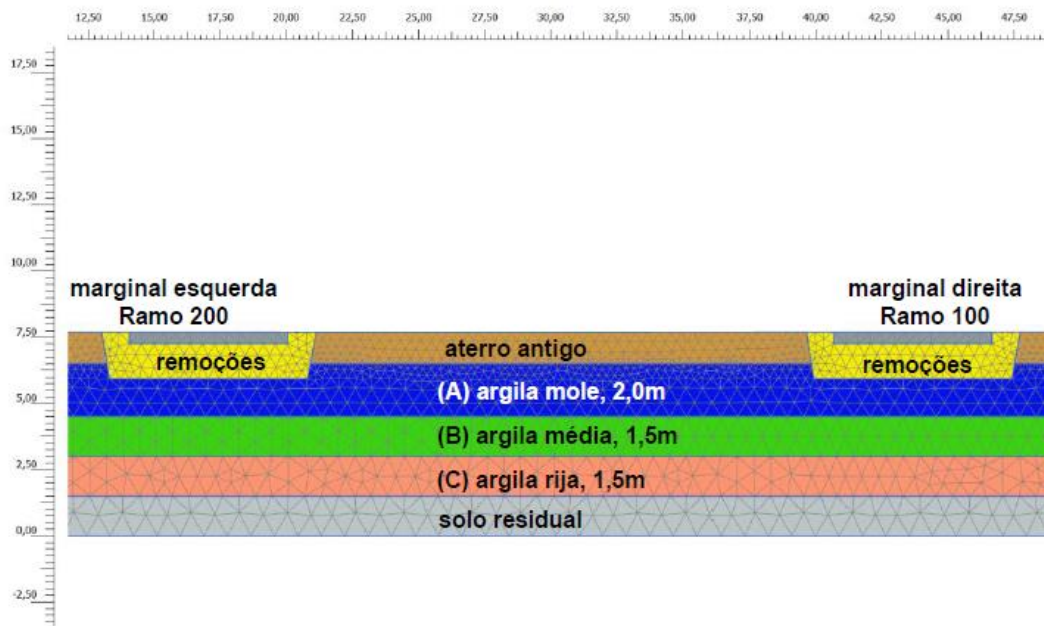
Tabela 6: Resultados dos VT.

Vane Test	km	Afast. (m)	Profundidade (m)	Su indeformado (kPa)	Su amolgado (k Pa)	Su corrigido (kPa)	S
VT-01	175+642	LE 15m	3,0	> 107,0	78,0	> 78,1	-
VT-02	175+686	LE 11m	3,0	> 135,0	27,0	> 98,5	-
			4,0	114,0	60,0	83,2	1,90
VT-03	175+711	LO 15m	3,0	106,0	-	77,4	-
			4,0	> 107,0	-	> 78,1	-
VT-04	175+749	LO 10m	3,0	28,0	6,5	20,4	4,31
			4,0	> 107,0	-	> 78,1	-

Fonte: Empresa C

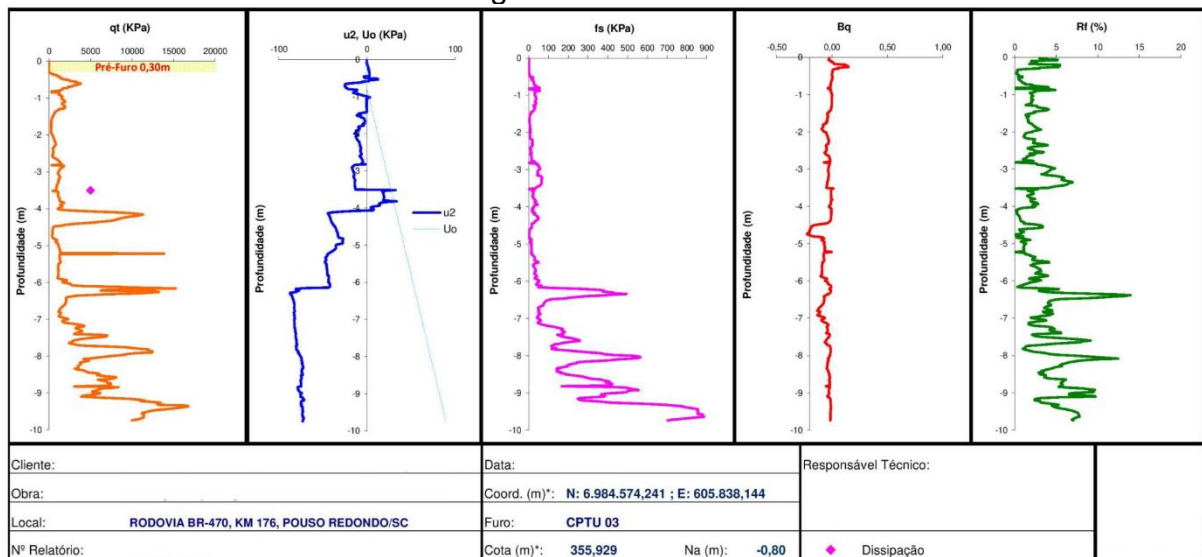
Neste momento, será apresentado os gráficos do furo CPTu-03 e a seção estratigráfica do km 175+720, pois ao decorrer do trabalho, pois se trata da seção que será utilizada para realização das análises e se encontra ligeiramente próxima a ilha deste ponto de sondagem, logo no encontro oeste da futura obra de arte especial (OAE), sendo este o local de situação mais desfavorável.

Figura 21: Estratigrafia da seção adotada.



Fonte: Empresa C.

Figura 22: CPTu 03.



Fonte: Empresa B.

Os parâmetros de resistência e de deformabilidade foram obtidos através das investigações geotécnicas apresentadas anteriormente e com base em parâmetros de materiais regionais similares, de conhecimento do engenheiro consultor e fornecidos através da tabela 8, sendo que:

- a) PEAU: peso específico aparente úmido;
- b) E_{50} : módulo secante para 50% da tensão desviadora de ruptura;
- c) E_{eod} : módulo edométrico;
- d) E_{ur} : módulo de descarregamento e recarregamento;
- e) m : coeficiente de ajuste de módulos;
- f) c' : coesão efetiva;
- g) ϕ' : ângulo de atrito efetivo interno;
- h) ψ : ângulo de dilatância;
- i) k : coeficiente de permeabilidade;

Figura 23: Parâmetros para aterros, areias e solos residuais.

Material	PEAU (kN/m ²)	E ₅₀ (MPa)	E _{oed} (MPa)	E _{ur} (MPa)	m	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	k (cm/s)
Aterros principais	20,0	30,0	30,0	90,0	0,5	8,0	35,0	2,0	5,0E-4
Aterros antigos	19,5	25,0	25,0	75,0	0,6	5,0	35,0	2,0	5,0E-4
Areias compactas	19,5	35,0	35,0	105,0	0,5	0,0	37,0	5,0	2,0E-3
Sobrecargas temporárias	17,5	10,0	10,0	30,0	0,7	3,0	31,0	0,0	5,0E-4
Areias med. compactas	19,0	25,0	25,0	75,0	0,5	0,0	34,5	2,5	2,0E-3
Areias pouco compactas	18,5	15,0	15,0	45,0	0,5	0,0	32,0	0,0	2,0E-3
Solos residuais de siltitos	19,0	25,0	25,0	75,0	0,6	10,0	34,0	2,0	1,0E-5
Enrocamento	22,0	60,0	60,0	180,0	0,5	0,0	43,0	8,0	2,0E-0
Rachão	21,0	50,0	50,0	150,0	0,5	0,0	41,0	6,0	1,0E-0

Fonte: Empresa C.

*Os módulos estão referenciados para tensão efetiva de 100kPa;

Para as camadas de argila sedimentares do solo de fundação, os parâmetros geotécnicos adotados foram obtidos a partir dos ensaios especiais apresentados. Para os valores de c_α foram estimados a partir de c_c e do conhecimento do engenheiro consultor do tipo de solo, seguindo a proposta de Mesri (1973). Os coeficientes de permeabilidade (k_v e k_h) foram obtidos dos coeficientes de adensamento (c_v e c_h) uma vez que eles estão relacionados, via E_{eod} ou m_v ($1/E_{eod}$), admitindo que $k_h/k_v=1,5$.

As tabelas 9 e 10 apresentam os parâmetros utilizados, onde:

- a) PEAU: peso específico aparente úmido (natural);
- b) e_0 : índice de vazios natural;
- c) C_c : coeficiente de compressão;
- d) C_r : coeficiente de recompressão;
- e) OCR : razão de pré-adensamento;
- f) c_α : coeficiente de compressão secundária;
- g) E_{eod} : módulo edométrico;
- h) S_{un} : resistência não-drenada natural;
- i) S_{uc} : resistência não-drenada consolidada;
- j) c_v e c_h : coeficientes de adensamento vertical e horizontal;
- k) k_v e k_h : coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal;

Tabela 7: Parâmetros argilas sedimentares.

Camada	Espessura (m)	PEAU (kN/m ³)	eo	Cc	Cr	OCR	C α	Eoed (MPa)	SuN (kPa)	Suc (kPa)
(A) Argila mole	2,0	15,5	2,10	0,65	0,09	2,50	0,025	1,25	22,0	30,0
(B) Argila média	1,5	16,5	1,60	0,35	0,05	4,00	0,014	2,50	42,0	48,0
(C) Argila rija	1,5	17,5	1,10	0,20	0,03	5,50	0,008	3,70	65,0	70,0

Fonte: Empresa C.

Tabela 8: Parâmetros hidráulicos das argilas sedimentares.

Canada	cv		ch		kv		kh	
	cm ² /s	m ² /ano	cm ² /s	m ² /ano	cm/s	m/dia	cm/s	m/dia
(A) Argila mole	9,00E-04	2,84	1,40E-03	4,26	1,70E-07	1,50E-04	2,60E-07	2,20E-04
(B) Argila média	1,50E-03	4,73	2,30E-03	7,1	1,60E-07	1,40E-04	2,50E-07	2,10E-04
(C) Argila rija	3,00E-03	9,46	4,50E-03	14,2	1,70E-07	1,50E-04	2,60E-07	2,20E-04

Fonte: Empresa C.

A norma DNER-PRO 381/98 não define os limites máximos admissíveis de recalques operacionais totais para orientar projetos de aterros rodoviários sobre solos moles. No entanto, a experiência internacional oferece alguns valores de referência. À exemplo, a norma australiana (DTMR, 2015) recomenda 20,0 cm para aterros localizados distantes de obras de arte especiais (OAE) e 5,0 cm para os encontros dessas OAE's.

3.2.3. DEFINIÇÕES

A partir da análise das características de solo do intervalo de estudo e baseado na revisão de conhecimentos das estruturas de contenção, fica evidenciado a necessidade de se definir a solução a ser adotada no caso em questão.

Em posse dos projetos de implantação, fornecidos pela empresa responsável pela execução da obra, foram analisadas as cotas das seções que preveem o aterro a ser executado. Baseado no fato de que a cota mais alta do viaduto - local de encontro com a estrutura de concreto armado a ser construído para passagem superior – possui uma diferença altimétrica de 6 metros em relação ao bordo da pista (marginal), há um primeiro indício da necessidade de se adotar estruturas de contenção que sejam indicadas para desníveis consideráveis. Além disso, soma-se a questão das cargas

de tráfego dos veículos que virão a transitar sobre o viaduto, que de tal forma, irão produzir carregamentos contínuos durante a vida útil da estrutura.

Ao fato exposto anteriormente que as estruturas de contenção por flexão possuem uma limitação de altura e alto custo para execução de sistemas de tratamento de drenagem, ponto preponderante visto as características hidrológicas da região, essas por sua vez não atenderiam a demanda do viaduto. A semelhança também aparece nas estruturas de contenção à gravidade, uma vez que os muros de alvenaria de pedra, concreto ciclópico e de gabião possuem recomendações de uso para alturas até os 5 metros de altura, visto que a partir de seções maiores, essas soluções passam a necessitar de bases maiores, conseqüentemente aumentando sua robustez e diminuindo o custo-benefício da operação.

De tal forma, fica explícito a necessidade da adoção de estruturas de contenção em solo reforçado para atender a necessidade de desnível do muro a ser executado e tendo conhecido a capacidade dessas estruturas, principalmente o Terramesh®, a sua capacidade de adaptação aos terrenos. Em um primeiro momento, em fases de análise de viabilidade da obra, havia sido previsto a execução de um muro em “*terre armée*” (Terra Armada) pela “Empresa A”, mas já num momento posterior, nas etapas de detalhamento da obra, houvera a mudança de solução para a estrutura de Terramesh® System, visto as avaliações geotécnicas que detectaram a presença de solo mole. Tal mudança tem o caráter técnico, visto que em muros de Terra Armada o faceamento da estrutura se dá em blocos rígidos interligados, onde havendo a ocorrência de recalques, tal estruturação fica suscetível a rachaduras/trincamentos.

Dessa forma, fica justificada a escolha pela solução em Terramesh® System como forma de dimensionamento e análise de estabilidade do trabalho.

3.3. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

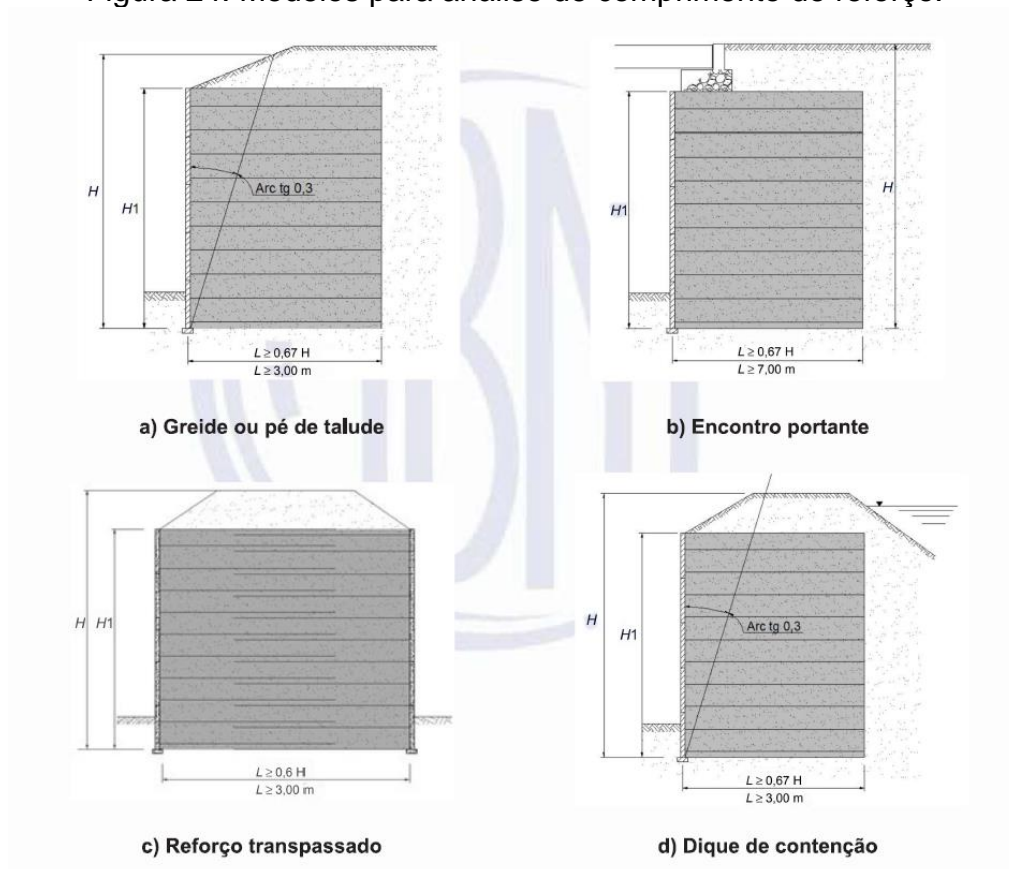
3.3.1. METODOLOGIA PARA ANÁLISE

Nesta seção é estabelecido o método de dimensionamento das seções de muro em Terramesh® System, nas conformidades do capítulo “D.4. Pré-dimensionamento” e “D.6. Disposições construtivas” da norma NBR 16920-1 (2021).

Em primeiro momento, para definição de comprimento das armaduras de reforço, a norma no item D.4 estabelece duas formas de fazer a análise para definição,

sendo a primeira nos casos em que as seções transversais são retangulares e nos casos em que elas não são. No caso dos muros em Terramesh®, trata-se de uma estrutura de contenção em solo reforçado do tipo transversal retangular, visto que o comprimento da armadura de reforço é constante em toda a altura do muro. Neste caso, a norma estabelece conforme o comprimento de reforço a ser adotado, baseado na característica da obra em que o muro está inserido.

Figura 24: Modelos para análise de comprimento de reforço.



Fonte: ABNT NBR 16.920-1 (2021).

A partir do tipo de obra, ficam definidos diferentes valores para o comprimento de reforço mínimo, ficando a cargo de o projetista analisar caso a caso a consideração corre, conforme apresentou a Figura 24, elucidada através da Tabela 9:

Tabela 9: Comprimentos mínimos de reforço pela ABNT NBR 16.920-1.

Caso de análise	Comprimento mínimo (m)	Comprimento baseado em "H"
<i>a) Greide ou pé de talude</i>	$L = 3,00$ metros	$L \geq 0,67 \cdot H$
<i>b) Encontro portante</i>	$L = 7,00$ metros	$L \geq 0,67 \cdot H$
<i>c) Reforço transpassado</i>	$L = 3,00$ metros	$L \geq 0,60 \cdot H$
<i>d) Dique de contenção</i>	$L = 3,00$ metros	$L \geq 0,67 \cdot H$

Fonte: Autor (2024).

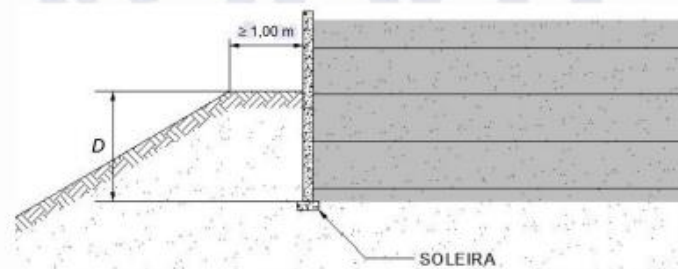
Onde:

- H = altura mecânica para fins de dimensionamento interno;
- $H1$ = altura do paramento;
- L = comprimento das armaduras de reforço;

Por fim, para o dimensionamento da estrutura em si, fica sob responsabilidade do projetista determinar a altura da profundidade de ficha conforme o item D.6.1 da norma, a fim de evitar o descalçamento na região do pé do muro, além de outras considerações práticas (possibilidade de erosão ou pequenas escavações a jusante da obra).

Deste modo, a normativa define que não havendo evidências de maiores riscos de erosão ou escavações futuras, adota-se o seguinte critério:

Figura 25: Profundidade de ficha.



Fonte: ABNT NBR 16.920-1 (2021).

- $D = 0,1 \cdot H$, quando o terreno a jusante do maciço for horizontal;
- $D = 0,1 \cdot H$ a $0,2 \cdot H$, quando o terreno a jusante do maciço for inclinado;
- Em qualquer caso, $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$;
- Quando os muros em solos reforçados forem implantados sobre terrenos inclinados, deve-se prever uma banquetas com largura não inferior a 1 metro junto ao paramento;

3.3.2. DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES

Com a metodologia de dimensionamento definida, passa a ser necessário conhecer os perfis na qual serão realizados os muros em Terramesh®. Em primeiro

momento, serão apresentados os comprimentos teóricos das seções de 1 (um) a 7 (sete) metros.

Tendo em vista que em toda a extensão do pé do muro de Terramesh® até o seu topo, apresentará altura igual ou muito próxima com o topo do aterro, é correto afirmar que “ $H \cong H1$ ”. Ou seja, a Tabela 12 apresenta comprimentos teóricos mínimos, onde “ $L \geq 0,67 \cdot H$ ”, uma vez que na análise para dimensionamento os muro estarão sempre nos casos de “a) Greide ou pé de talude” por se tratar de um aterro ao tardo, “b) encontro portante” ponto de encontro entre o muro de solo reforçado e a estrutura de concreto de passagem superior ou “c) Reforço transpassado” caso onde há transpasse de reforço (em intersecção, modelo não definido por norma), logo no ponto de inflexão de cada muro, no encontro com a estrutura de concreto. Ainda que para esse último caso o reforço mínimo seja “ $L \geq 0,60 \cdot H$ ”, será considerado “ $L \geq 0,67 \cdot H$ ” a fim de manter o dimensionamento a favor da segurança.

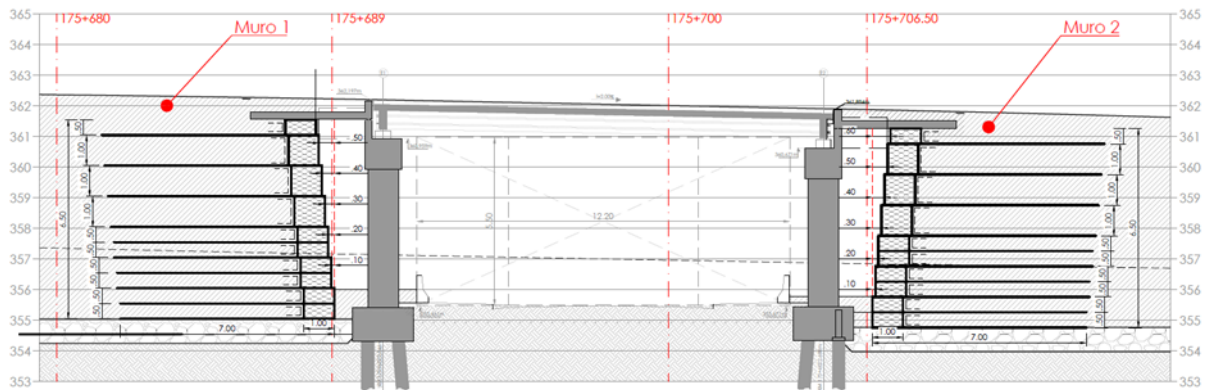
Tabela 10: Comprimento de reforço teórico por seção.

Altura Seção (m)	Comprimento de reforço teórico (m)
1,00	3,00
1,50	3,00
2,00	3,00
2,50	3,00
3,00	3,00
3,50	3,00
4,00	3,00
4,50	4,00
5,00	4,00
5,50	4,00
6,00	5,00
6,50	5,00
7,00	6,00

Fonte: Autor (2024).

Todavia, é necessário ter em mente que existem alguns comprimentos de reforço mínimos a serem respeitados, conforme apresenta a Figura 24. Logo, para todos os casos em exceção de “b) Encontro portante”, todos os comprimentos da Tabela 10 estão em acordo por apresentar comprimento mínimo em 3 (três) metros. Contudo, é necessário a verificação em projeto onde cada um dos muros possuem o encontro com a estrutura portante, pois neste caso ficará restrito ao comprimento mínimo de reforço em 7 metros.

Figura 26: Seção Esquemática dos encontros portantes.



Fonte: Autor (2024).

Bem como apresenta a Figura 26 da seção esquemática do eixo principal, local onde acontece o encontro entre as duas estruturas, fica verificado que tanto para o Muro 1 quanto ao Muro 2, a altura de seção de encontro apresenta 6,5 (seis e meio) metros de altura. Desta forma, apresenta-se a seguinte relação corrigida.

Tabela 11: Comprimento de reforço corrigido por seção.

Altura Seção (m)	Comprimento de reforço teórico (m)	Comprimento de reforço corrigido (m)
1,00	3,00	3,00
1,50	3,00	3,00
2,00	3,00	3,00
2,50	3,00	3,00
3,00	3,00	3,00
3,50	3,00	3,00
4,00	3,00	3,00
4,50	4,00	4,00
5,00	4,00	4,00
5,50	4,00	4,00
6,00	5,00	5,00
6,50	6,00	7,00*
7,00	6,00	6,00

* O comprimento de 7,00 metros fica restringido apenas para os casos em que haja o encontro portante.

Fonte: Autor (2024).

No quesito profundidade de ficha, em outros termos também conhecido como a altura de engastamento do muro, por orientação de que a altura mínima seja de " $D_{min} = 0,40 m$ " e por se tratar de um maciço horizontal ao tardo (" $D = 0,1 \cdot H$ "), para efeitos de simplificação e trabalhabilidade a favor da segurança, são adotados os seguintes valores:

Tabela 12: Profundidade de ficha mínimo por seção.

Altura Seção (m)	Profundidade de ficha mínimo (m)
1,00	0,50
1,50	0,50
2,00	0,50
2,50	0,50
3,00	0,50
3,50	0,50
4,00	0,50
4,50	0,50
5,00	0,50
5,50	1,00
6,00	1,00
6,50	1,00
7,00	1,00

Fonte: Autor (2024).

3.3.3. DEFINIÇÃO DA SOBRECARGA

Como base de referência para a sobrecarga acidental sobre o aterro, é seguido o exposto do item “7.3.3. Projetos envolvendo obras de contenção em solo” da NBR 11682:2009:

“São aqueles com elementos destinados a contrapor-se aos esforços estáticos provenientes do terreno e de sobrecargas acidentais e/ou permanentes. Todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para suportar, além dos esforços provenientes do solo, uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado. A utilização de valores inferiores para a sobrecarga acidental deve ser devidamente justificada pelo engenheiro civil geotécnico.”

A validação para utilização desta carga fica respaldada no fato de a norma ainda justificar que as essas estruturas podem ser de diversos tipos, como muros de gravidade, muros de flexão, estruturas ancoradas e estruturas de solo reforçado, sendo este último, o modelo do trabalho.

3.4. MÉTODO DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

3.4.1. DEFINIÇÕES

Tendo já exposto anteriormente, a solução adotada para realização da contenção de solo na obra do viaduto do km 175 da BR 470 em Pouso Redondo/SC fora o Terramesh® System.

Conforme Maccaferri (1997), tal metodologia de combinação entre gabiões e terra armada possui a sua primeira documentação em Sabah, na Malásia em 1979. Com o passar dos anos e o progresso da tecnologia construtiva, a empresa Maccaferri se tornou referência com essa solução não apenas no fornecimento do material, mas bem como no desenvolvimento das análises de solos reforçados através de software computacional.

Dessa forma, por haver relação direta entre fabricante e desenvolvedor, o software Macstars® passa a ser o candidato escolhido para realização das análises de estabilidade. Além ao fato, de o programa ser capaz de apresentar valores para:

- a) Análise de estabilidade interna;
- b) Tensões nos reforços;
- c) Análise de estabilidade global;
- d) Verificações externa (como muro de contenção);
- e) Análise de estabilidade contra o deslizamento;
- f) Cálculo de recalque;

3.4.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE DO SOFTWARE

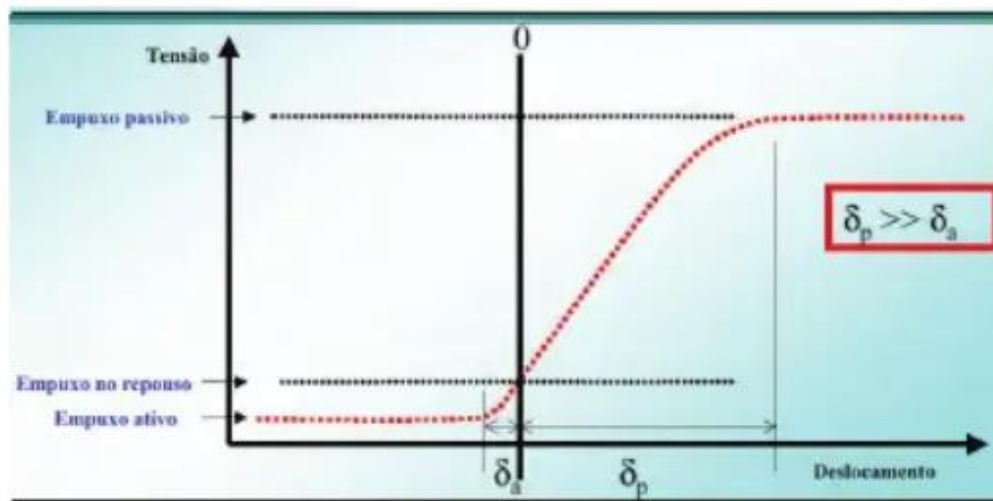
Neste item são apresentadas as metodologias de cálculo para verificação de uma estrutura em solo reforçado que o programa Macstars® realiza, em conformidade com Maccaferri (2005).

Primeiramente é necessário compreender os dois elementos mais significativos no processo de dimensionamento de estruturas de contenção: os empuxos laterais de solo. Gerados pelo peso próprio do solo ou pelas sobrecargas aplicadas sobre ele, os empuxos podem ser distintos entre ativos, passivos e em repouso (para análises, apenas ativos e passivos são relevantes). O empuxo ativo é a pressão limite entre o solo e o muro produzido quando existir uma tendência de “expansão” horizontal do

solo, enquanto por oposição, o empuxo passivo se entende pela tendência de “compressão” horizontal do solo.

A considerar que a estrutura de contenção funciona como um paramento fino do solo, a situação crítica tende a ocorrer quando houver o mínimo deslocamento do paramento e a máxima mobilização de resistência do solo, situação em que ocorre a aplicação do empuxo ativo sobre o muro.

Figura 27: Gráfico tensão x deslocamento (empuxos).

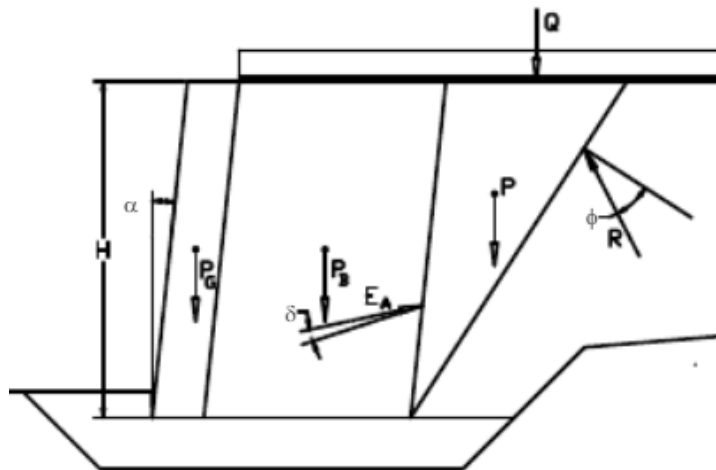


Fonte: Maccaferri (2005).

Existem diversos métodos para determinação dos empuxos, como por exemplo o Método de Rankine, o Método de Coulomb e os métodos numéricos. Entretanto, existe ainda o Método do Equilíbrio Limite, sendo este o mais destacado por utilizar parâmetros conhecidos e de fácil determinação. Além ao fato de abranger algumas limitações que os métodos de Rankine e Coulomb apresentam.

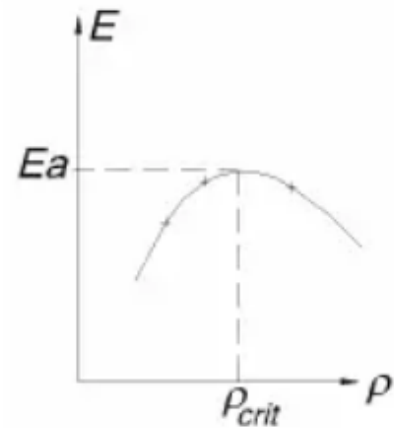
O Método do Equilíbrio limite consiste na consideração de diversas posições possíveis para a superfície de ruptura, onde para cada uma delas haveria um valor do empuxo pelo equilíbrio de forças. Dessa forma é possível determinar a posição crítica da superfície de ruptura e o empuxo máximo correspondente.

Figura 28: Equilíbrio de forças do sistema.



Fonte: Maccaferri (2005).

Figura 29: Gráfico E x ρ.



Fonte: Maccaferri (2005).

É a partir do equilíbrio de forças atuantes da Figura 28, que se estabelece a seguinte equação para o valor de empuxo ativo:

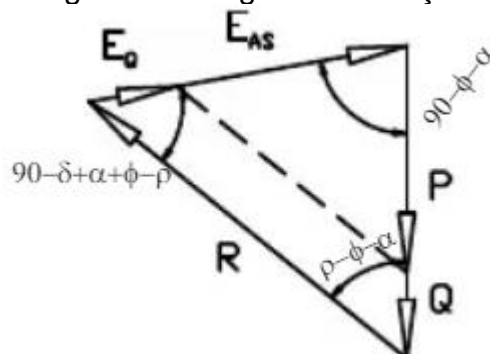
$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\sin(\rho - \varphi)}{\cos(\alpha + \rho - \delta - \varphi)} \quad (1)$$

Onde:

- P: peso de massa de solo (verificar equação 2);
- Q: sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;
- φ : ângulo de atrito interno do solo;

Para atingir o ângulo crítico ($r_{máx}$), segundo o máximo empuxo ativo atuante sobre a estrutura (Figura 29), deverá ser respeitado o equilíbrio de forças do diagrama da Figura 30:

Figura 30: Diagrama de forças.



Fonte: Maccaferri (2005).

Sendo o valor de "r" variável em função do segmento BC do triângulo ABC. Ele vem a acontecer com o peso de massa do solo, que varia conforme a área desse triângulo. A partir deste ponto é possível a obtenção das seguintes equações:

$$P = \gamma \cdot \left(\frac{H \cdot BC}{2} \right) \quad (2)$$

$$\rho = \arctan \left(\frac{H}{BC + H \cdot \tan(\alpha)} \right) \quad (3)$$

O empuxo ativo por sua vez contribuirá sempre nos casos em que houver o engastamento (profundidade de ficha) do muro. Por se tratar em geral de solicitações bem inferiores àquelas dos empuxos ativos, é admitido a utilização do método de Rankine para a sua determinação, conforme seguem as equações:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (4)$$

Onde:

- K_p : coeficiente de empuxo passivo;
- γ : peso específico do solo;

Sendo K_p equacionado como:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \quad (5)$$

Onde:

- φ : ângulo de atrito interno do solo;

Tendo em posse o valor e posição do empuxo ativo, é possível a realização das verificações externas:

- a) Verificação contra o deslizamento;
- b) Verificação contra o tombamento;
- c) Pressões aplicadas à fundação;

3.4.2.1. Verificação contra o deslizamento

Devido ao carregamento do empuxo ativo, a estrutura de contenção tende a deslizar sobre a fundação na qual ela está apoiada, no sentido do carregamento. Haverá neste caso, uma força resistente atuando na base da estrutura, contrária a tal movimento, mais a componente do empuxo passivo sob a qual a estrutura está engastada. Tal força resistente é definida pela equação:

$$T = N \cdot \tan(\delta) \quad (6)$$

Onde:

- δ : ângulo de atrito entre o solo de fundação e a base da estrutura;
 - Para uma estrutura de solo reforçado é possível se adotar $\delta = \phi$ (ângulo de atrito do solo de fundação);
- N : componente normal ao sistema de forças;

A somatório de forças verticais existentes no sistema é conhecida como a Normal, onde tem-se:

$$N = W + q \cdot L + E_a \cdot \sin(\delta - \alpha) \quad (7)$$

Onde:

- L : comprimento de reforço da estrutura de contenção;
- W : peso próprio do bloco reforçado (composição entre o paramento frontal e a massa de solo reforçado);
- q : carga distribuída sobre o terrapleno;

Figura 31: Verificação contra o deslizamento.



Fonte: Maccaferri (2005).

Tendo em posse todas as variáveis do sistema, é definido o fator de segurança contra o deslizamento como sendo a razão entre a somatória das forças estabilizantes e instabilizantes nela inseridas.

Somatório das forças estabilizantes:

$$\Sigma F_{estabilizantes} = T + E_p \quad (8)$$

Somatório das forças instabilizantes:

$$\Sigma F_{destabilizantes} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \quad (9)$$

Fator de segurança contra o deslizamento:

$$FS = \frac{\Sigma F_{estabilizantes}}{\Sigma F_{desestabilizantes}} \quad (10)$$

3.4.2.2. Verificação contra o tombamento

O tombamento da estrutura de contenção ocorre quando o bloco reforçado tende a girar em torno de um ponto de apoio localizado na parte inferior frontal da estrutura. Em outras palavras, quando o momento do empuxo ativo em relação ao ponto "A", localizado na base do muro, sobressai o valor resultante do momento do peso próprio da estrutura e do momento do empuxo passivo conforme apresenta a Figura 32.

Figura 32: Verificação contra o tombamento.



Fonte: Maccaferri (2005).

Tal análise é realizada pela estrutura de contenção em solo reforçado como sendo um bloco maciço rígido e como se o solo de fundação não sofresse deformação no momento do giro. Na prática essa definição nunca ocorre, uma vez que para que haja o giro, é necessário que haja o completo colapso da fundação devido às cargas aplicadas.

O fator de segurança segue o mesmo princípio de razão entre as forças estabilizantes e instabilizantes, porém dessa vez são determinados em relação ao ponto "A" chamado de "fulcro de tombamento". A partir do conhecimento das forças atuantes sobre a estrutura, fica sendo necessário conhecer o ponto de aplicação de cada uma delas, em geral o centro de gravidade.

O somatório dos momentos estabilizantes possui a seguinte equação:

$$\Sigma M_{estabilizantes} = P_g \cdot X_g + P_B \cdot X_B + E_a \cdot \text{sen}(\delta - \alpha) \cdot X_{E_a} + q \cdot L \cdot X_q + E_p \cdot y_{E_p} \quad (11)$$

Onde:

- P_g : peso do parâmetro frontal (elementos Terramesh®);
- X_g : coordenada X do centro de gravidade do paramento frontal;
- P_B : peso do maciço de solo reforçado;
- X_B : coordenada X do centro de gravidade do maciço de solo reforçado;
- X_{E_a} : coordenada X do ponto de aplicação do empuxo ativo;
- q : carga distribuída;
- L: comprimento do reforço;
- X_Q : coordenada X da resultante da carga distribuída nos reforços;
- E_p : empuxo passivo;
- y_{E_p} : coordenada Y do ponto de aplicação do empuxo passivo;

De tal forma que o somatório dos momentos instabilizantes fica definido como:

$$\Sigma M_{desestabilizantes} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot y_{E_a} \quad (12)$$

Sendo “ y_{E_a} ” a coordenada Y do ponto de aplicação do empuxo ativo.

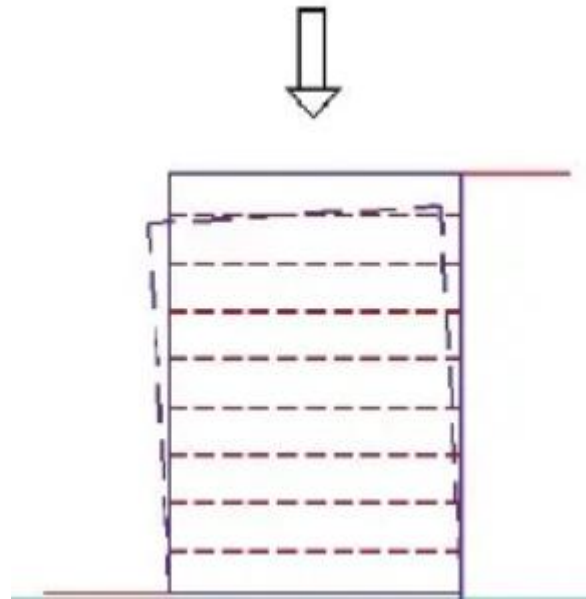
Com o somatório de momentos estabilizantes e instabilizantes definidos, fica definido o valor do fator de segurança tal como:

$$FS = \frac{\Sigma M_{estabilizantes}}{\Sigma M_{desestabilizantes}} \quad (13)$$

3.4.2.3. Pressões aplicadas à fundação

Tal verificação é imprescindível para a análise das pressões que são aplicadas na fundação pelo muro em Terramesh®. Essas pressões não devem por sua vez, ultrapassar o valor da capacidade de carga do solo de fundação, de modo a evitar o colapso.

Figura 33: Pressões aplicadas à fundação.



Fonte: Maccaferri (2005).

Por meio do equilíbrio dos momentos aplicados à estrutura, é possível identificar o ponto onde a força normal "N" é exercida, resultante das pressões normais presentes na base da estrutura de sustentação. A fim de determinar essas pressões, é necessário conhecer a distribuição delas.

No contexto de uma estrutura com solo reforçado, é possível considerar uma distribuição de pressão constante devido à fundação ser flexível e capaz de tolerar pequenas deformações.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{[(M_{estabilizante}) - (M_{desestabilizante})]}{N} \quad (14)$$

Onde:

- e : excentricidade da resultante das forças;
- B : comprimento da base do muro;

A partir desse resultado, deve-se verificar a necessidade ou não de um comprimento de base relativo, seguindo a seguinte premissa:

- Se $e < 0$, logo:
 - $B_r = B$;

➤ Porém, se $e < 0$:

$$\circ B_r = B - 2 \cdot e;$$

Então desta forma, fica possível calcular a pressão média equivalente que atua na fundação, conforme:

$$p_{meq} = \frac{N}{B_r} \quad (15)$$

Tendo em posse a pressão última (p_u) suportada pelo solo de fundação, o fator de segurança fica estabelecido como:

$$FS = \frac{p_u}{p_{meq}} \quad (16)$$

3.4.2.4. Verificação da estabilidade global

A análise da estabilidade global se trata da análise do bloco reforçado (bloco e aterro) como um todo, através de uma superfície crítica circular englobando todo o maciço.

O software Macstars® disponibiliza ao usuário a verificação da estabilidade pelo método de Janbu e Bishop simplificado. Por representar uma metodologia de análise mais simples, o método de Bishop simplificado se apresenta como escolha para utilização em trabalho. Em ambos os casos, o fator de segurança apresenta uma variabilidade passível de iteratividade.

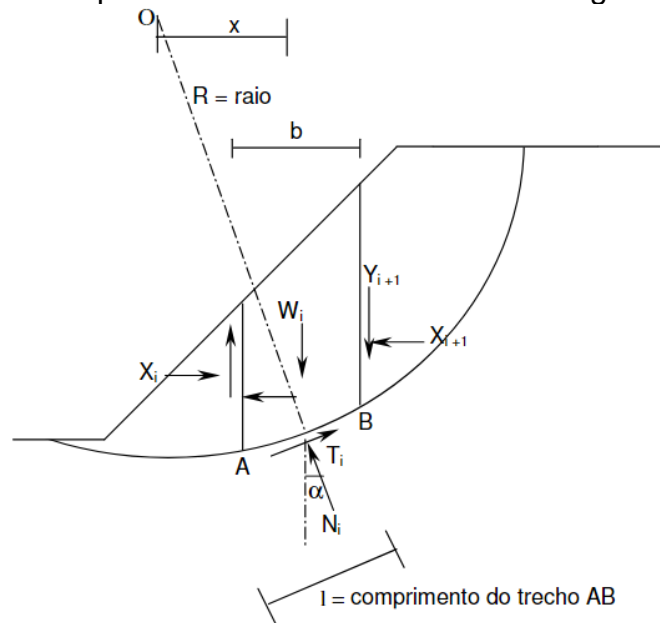
Quanto ao valor do fator de segurança, é possível realizar a sua obtenção através da seguinte relação:

$$FS = \frac{\Sigma \left[(b \cdot c' + W - u \cdot b) \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{1}{M(\alpha)} \right]}{\Sigma W \cdot \text{sen}(\alpha)} \quad (17)$$

Sendo:

- b : largura da fatia;
- c' : coesão efetiva do solo;
- W : peso da fatia;
- u : poropressão média na base da fatia;
- ϕ : ângulo de atrito efetivo do solo;

Figura 34: Equilíbrio de momentos estabilidade global.



Fonte: PUC-RIO.⁷

Tendo ainda:

$$M_{(\alpha)} = \cos(\alpha) \cdot \left[1 + \tan(\alpha) \cdot \frac{\tan(\phi)}{FS} \right] \quad (18)$$

3.4.2.5. Verificação da estabilidade interna

No caso de estruturas de contenção em solo reforçado é necessário a avaliação de esforços internos impostos aos reforços, uma vez que se esses mesmos esforços

⁷ Disponível em <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888_3.PDF> Acesso em maio. 2024.

forem superiores ao suportado, pode haver rupturas ou arrancamento da massa de solo resistente por falta de ancoragem.

Dentre os métodos de análise disponíveis, o MACSTARS® disponibiliza ao projetista a possibilidade de realização dos cálculos através de Janbu e Bishop. De certa forma, a adoção do método de Janbu para solos reforçados tende a ser mais indicado pois em sua metodologia, é aplicado equilíbrios de forças e não de momentos. Tal consideração é validada no fato de que os reforços não entram em processo iterativo de análise e sua aplicação se dá no meio da base da lamela onde o momento é zero em relação ao centro.

O fator de segurança quanto a ruptura é realizado através de processos iterativos através das seguintes equações:

$$FS = \frac{\Sigma \left[b \cdot c + (W - u \cdot b) \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{1}{N(\alpha)} \right]}{\Sigma W \cdot \tan(\alpha)} \quad (19)$$

Sendo:

$$N = \cos^2(\alpha) \cdot \left[1 + \tan(\alpha) \cdot \frac{\tan(\phi)}{FS} \right] \quad (20)$$

Onde:

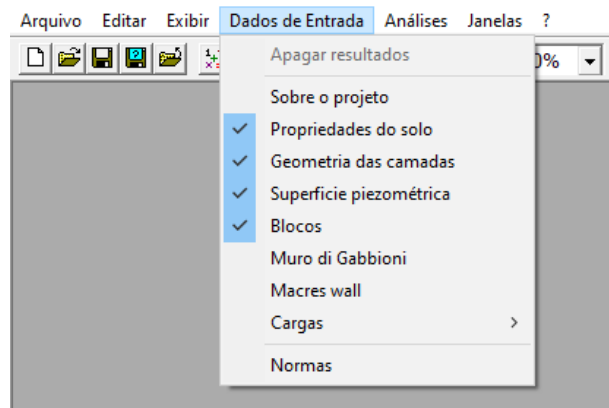
- b: largura da fatia;
- c: coesão efetiva do solo;
- W: peso da fatia;
- u: poropressão média na base da fatia;
- ϕ : ângulo de atrito efetivo do solo;
- α : ângulo formado entre o vetor do raio de observação e o vetor do peso da fatia;

3.5. PROCEDIMENTOS DE UTILIZAÇÃO DO MACSTARS® W

Tendo em vista que já foram conhecidos os objetivos da utilização do software MacStars®, bem como as suas metodologias de análise, resta apenas as noções de manuseio do programa para que os cálculos possam ser executados.

As etapas de montagem seção de análise se dividem da seguinte forma:

Figura 35: Dados de entrada MACSTARS®.



Fonte: Autor (2024).

- a) Propriedades do solo: neste momento o usuário define as propriedades das camadas de solo, sejam quantas forem, a partir do valor de coesão, ângulo de atrito, poropressão (R_u), peso específico saturado e natural do solo.

Figura 36: Janela propriedades do solo.

Fonte: Autor (2024).

Conforme a Figura 36, para a seção de análise foram definidas 8 (oito) “*labels*” diferentes, sendo elas: aterros antigos, argila mole, argila média, argila rija, solos residuais, rachão, aterro e Terramesh®.

As propriedades de solo das argilas serão apresentadas no subcapítulo X, conforme metodologia de adoção dos valores de coesão e ângulo de atrito, que por sua vez são parâmetros não apresentados nos ensaios de CPTu e então necessitam de uma descrição mais detalhada. Aterros antigos, aterro (aquele a ser construído), rachão e solos residuais possuem valores de coesão e ângulo de atrito informados conforme Tabela 8. Nos parâmetros de poropressão haverá a consideração como sendo os resultados do ensaio de sondagem mais próximo ao ponto de realização da análise de estabilidade, no quilômetro 175+720.

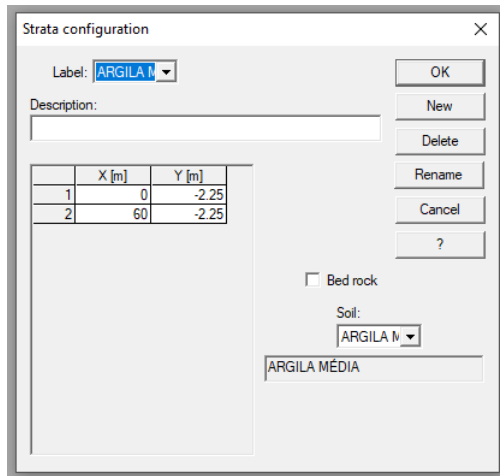
Peso específico saturado e natural do solo serão considerados de mesmo módulo e iguais ao valor do peso específico aparente úmido dos respectivos materiais conforme apresentado na Tabela 9 e 10.

Conforme será apresentado no item “c) Blocos”, a inserção das caixas de Terramesh® possui a necessidade da atribuição de uma “camada de solo”, sendo este relativo às propriedades do material rochoso que funciona como preenchimento das caixas de arame. Há de variar conforme região e fornecedores de rocha tais valores, contudo para efeitos de trabalhabilidade, são adotados os seguintes parâmetros:

- Coesão: 90
- Ângulo de atrito: 54°
- Poropressão (Ru): 0
- Peso específico natural: 16KN/m³
- Peso específico saturado: 16 KN/m³

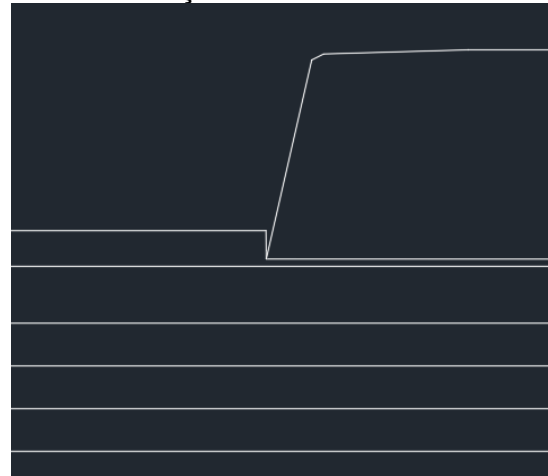
b) Geometria das camadas: é neste ponto que a partir de uma representação gráfica da seção através do *software* Autocad, que o usuário exporta as coordenadas X e Y das linhas cada uma das camadas. Nesta janela, é atribuído para cada “*label*” de camada uma propriedade de solo conforme apresentado no item anterior.

Figura 37: Janela geometria das camadas.



Fonte: Autor (2024).

Figura 38: Seção definida para obtenção das coordenadas.



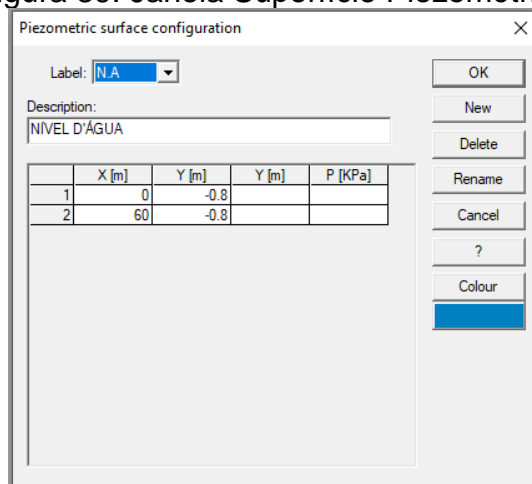
Fonte: Autor (2024).

É importante destacar que nesta etapa, nenhuma das linhas pode haver dois pontos em sequência na mesma coordenada Y, a fim de evitar erros no programa.

Na presente ocasião, a seção a ser elaborada segue as espessuras das camadas de aterro antigo, argilas e solo residual conforme seção do km 175+720, apresentado na Figura 21. Porém, neste momento já é considerado a representação do aterro a ser executado.

- c) Superfície piezométrica: é nesse momento em que se definem as coordenadas X e Y da camada referente ao nível d'água (altura do lençol freático). Este valor deve estar atribuído ao valor encontrado nas sondagens do local.

Figura 39: Janela Superfície Piezométrica.



Fonte: Autor (2024).

Conforme apresenta Figura 42, no CPTu-03 (sondagem mais próxima ao km 175+720) o nível de água apresentado figura no metros -0,80 metros.

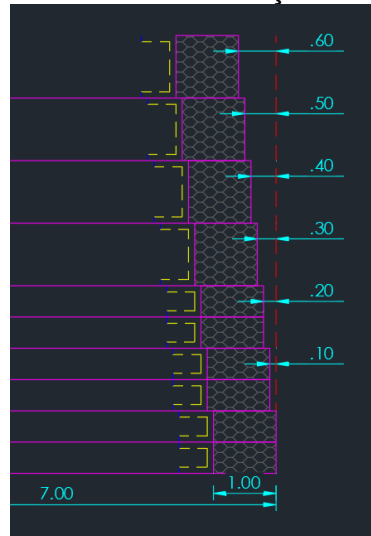
- d) Blocos: na janela de blocos, o usuário passa a estabelecer quais as peças serão utilizadas para contenção do solo.

Figura 40: Janela Blocos.

Fonte: Autor (2024).

Na aba de “Product Family” se define a utilização do bloco de Terramesh® e em “Product Model” qual a altura da caixa de gabião do paramento frontal (variam entre caixas de 0,50 e 1,00 metro de altura. Em “Reinforcement Length” é definido o comprimento de reforço, com base estabelecido no subcapítulo X e o “External Face Inclination” é determinado a angulação de 6°, que representa o espaçamento de 10 centímetros a cada 1 metro de altura de caixas (Figura 43).

Figura 41: Dentes 10 cm seção Terramesh®.

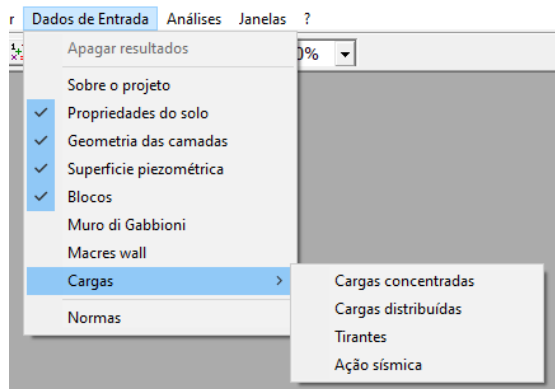


Fonte: Autor (2024).

A “Block origin” diz respeito à coordenada do ponto frontal do bloco. Já em “Block dimension” novamente é preenchido o valor para o comprimento de base do reforço em “Base Length”, porém em “Height” fica a critério do projetista fazer a divisão do muro em quantas partições julgar necessária, pois são a partir das cotas de base desses blocos que são considerados como ponto inicial da análise de estabilidade interna.

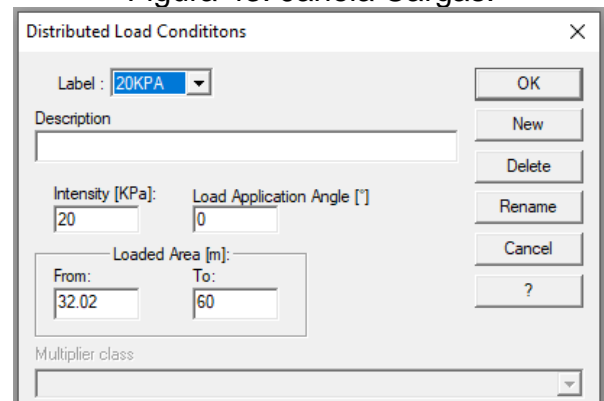
- e) Cargas: as cargas podem ser concentradas ou distribuídas, de modo que a depender do projeto o usuário definirá a sua escolha. No caso, fica estabelecido a utilização de uma carga distribuída com intensidade de 20 KPa sobre o aterro, conforme definido no item “3.3.3”.

Figura 42: Menu para Cargas.



Fonte: Autor (2024).

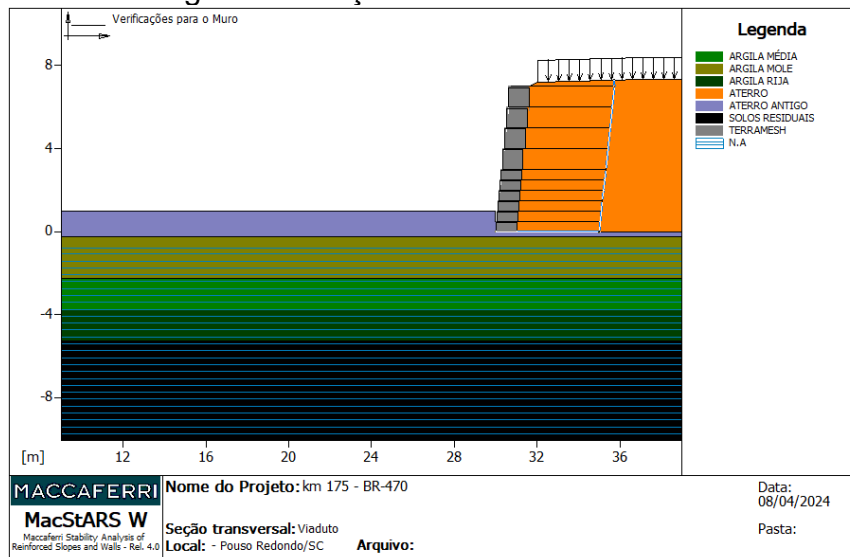
Figura 43: Janela Cargas.



Fonte: Autor (2024).

Com todos os solos e seus parâmetros definidos, superfície piezométrica, coordenada das camadas, blocos e sobrecargas postos, tem-se a seguinte seção como base de utilização para o processamento das análises de estabilidade.

Figura 44: Seção km 175+720 definida.



Fonte: Autor (2024).

3.6. METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DAS ARGILAS

De modo que apresenta a Figura 39 e se explica no seu item “3.2.4.2.a)”, o software Macstars® na definição das propriedades do solo solicita ao usuário o preenchimento dos parâmetros de coesão, ângulo de atrito, poropressão e os pesos específicos dos materiais. Porém, como comentado anteriormente e por conhecimento geotécnico, em ensaios de CPTu as argilas não apresentam resultados diretos para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito. De tal modo, cabe a avaliação das seguintes hipóteses:

- Considerar parâmetros médios de solo tabelados, utilizando autores da literatura geotécnica, tal como Joppert (2007).
- Adotar métodos de correlacionar as propriedades de interesse com parâmetros já disponíveis.
- Utilizar equações que correlacionem os parâmetros disponíveis nos ensaios de CPTu e resultem nas propriedades do solo em interesse.

A primeira hipótese, apesar de haver ampla utilização em trabalhos acadêmicos, deve ser utilizada apenas em casos em que a incapacidade da obtenção de informações sobre os parâmetros de solo seja preponderante. Ainda assim, é recomendado que o projetista busque tabelas de parâmetros médios de solo elaboradas a partir de ensaios de regiões próximas ao local onde será executado a sua obra, com o objetivo de aproximar ao máximo o seu projeto do contexto real.

A segunda hipótese trata-se de uma avaliação baseada em fundamentações técnicas. Onde, tem-se que:

- Coesão: é adotado o valor tal qual a resistência não drenada natural (Su_N), conforme apresenta a Tabela 9. A elaboração de análises de estabilidade correntes admite o uso do comportamento não drenado da argila segundo Dominoni (2011).
- Ângulo de atrito: ao fato de Su_N ser um parâmetro sintetizado para consideração da resistência das argilas e de ter sido adotado no valor da coesão, por solicitação do software é adotado um valor significativamente baixo (5°) para o ângulo de atrito, de tal modo que não interfira nas análises e essas por sua vez, sejam plenamente calculadas.

A terceira hipótese gira em torno de que em um primeiro momento haja utilização de correlações lineares ou exponenciais entre q_c (capacidade carga) e N_{spt} , sendo o primeiro parâmetro um valor disponível no ensaio de CPTu. Logo em seguida, com o valor de N_{spt} do solo em mãos realizar a consideração de parâmetros médios de solo tabelados de autores da literatura geotécnica, conforme a primeira hipótese.

Conforme pesquisa de Shahri *et al.* (2014) em Göta Rivers, na Suécia, os autores elaboraram correlações lineares através de estatísticas de regressão linear e potencial para ensaios de CPT e SPT. A tabela 15 apresenta as correlações para os dados analisados.

Tabela 13: Correlações q_c e N_{spt} .

Tipo de solo	Regressão linear com intercepto	Potencial
Areia a areia com pedregulhos	$q_c = 0,617 \cdot N_{spt} - 0,098$	$q_c = 0,3975 \cdot N_{spt}^{1,13}$
Areia	$q_c = 0,605 \cdot N_{spt} - 0,842$	$q_c = 0,336 \cdot N_{spt}^{1,158}$
Areia siltosa	$q_c = 0,534 \cdot N_{spt} - 0,476$	$q_c = 0,3975 \cdot N_{spt}^{1,212}$
Silte arenoso	$q_c = 0,563 \cdot N_{spt} - 0,366$	$q_c = 0,397 \cdot N_{spt}^{1,066}$
Argila	$q_c = 0,253 \cdot N_{spt} + 0,183$	$q_c = 0,409 \cdot N_{spt}^{0,779}$

Fonte: Shahri *et al.* (2014)

As equações desenvolvidas possuem validação tanto no âmbito acadêmico internacional, bem como no meio nacional. Dos Santos Mützenber (2020) apresenta a realização de análises estatísticas de correlações entre ensaios de solo SPT e CPT no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília, onde através da equação desenvolvida pelo autor (equação 21) e posteriormente comparada a outras metodologias de correlação semelhantes, àquelas realizadas por Shahri *et al.* (2014) foram as que obtiveram maior aproximação de resultados.

$$q_c = 0,8296 \cdot e^{0,0725 \cdot N_{spt}} \quad (21)$$

A partir da manipulação e consequente obtenção dos valores de N_{spt} , passa a ser necessário a utilização de uma referência para parâmetros médios de solo tabelados. Conforme já citado anteriormente, Joppert (2007) apresenta uma gama de citações em trabalhos de fundações, como referência de parâmetros de solo. A Tabela 16 apresenta os parâmetros elaborados pelo autor.

Tabela 14: Parâmetros médio de solo.

Tipo de solo	Faixa de N _{spt}	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo ϕ	Coesão efetiva (t/m ²)
			Natural (t/m ²)	Saturado (t/m ²)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2	32°	-
	19 - 41	8000 - 15000	2	2,1	35°	-
	≥41	16000 - 20000	2	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0,00
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,50
	9 - 18	5000	1,9	2	30°	0,75
	19 - 41	10000	2	2,1	32°	1,00
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,50
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,00
	≥10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,50
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,00
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,00
	20 - 30	3000 - 10000	2	2	25°	4,00
	≥30	10000 - 15000	2	2	25°	5,00
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,00
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,00
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,50
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,00
	≥20	3500 - 5000	2	2	25°	6,50
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,50
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,00
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,50
	9 - 18	1000	1,9	2	26°	2,00
	19 - 41	15000	2	2	27°	3,00
	≥41	20000	2,1	2,1	28	5,00

Fonte: Joppert (2007)

4. RESULTADOS

Por se tratar de uma obra de viaduto com intensa movimentação (de veículos), para a classificação quanto ao nível de segurança contra danos às vidas humanas, o caso se classifica como Risco Alto de acordo com o Quadro 3. Por sua vez, para o nível de segurança contra danos materiais e ambientais do Quadro 4 o estudo em análise apresenta nível de segurança Médio, uma vez que a análise realizada é sobre uma via principal (BR-470). Tendo definido ambas as classificações, por combinação da Tabela 2 fica definido o Fator de Segurança Mínimo para Estabilidade Geral com valor 1,5. Fatores de Segurança Mínimos contra o deslizamento, tombamento e para capacidade de carga para a fundação seguem os parâmetros da Tabela 1.

Os resultados são pautados nas hipóteses “b) Adotar métodos de correlacionar as propriedades de interesse com parâmetros já disponíveis.” e “c) Utilizar equações que correlacionem os parâmetros disponíveis nos ensaios de CPTu e resultem nas propriedades do solo em interesse.” levantadas no item 3.6. Na sequência, tais hipóteses são apresentadas nos itens 4.1 e 4.2. São elaboradas ainda, reanálises com técnicas de melhoramento da capacidade de suporte da fundação (camada de rachão e utilização de geogrelha) em cada caso.

4.1. SITUAÇÃO 1

Caso em que para os parâmetros segue-se a seguinte definição “Adotar métodos de correlacionar as propriedades de interesse com parâmetros já disponíveis.”. Logo, para tal hipótese tem-se valores conforme item 3.6, onde: coesão das argilas (para efeitos de inserção no software) iguais ao valor da resistência não drenada natural da Tabela 9, o ângulo de atrito com valor adotado igual a zero e pesos específicos conforme “PEAU” da Tabela 9.

4.1.1. PROPRIEDADES

Solo: ARGILA MÉDIA	Descrição: ARGILA MÉDIA	
Coesão.....	[kN/m ²].....	42.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	5.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	16.50
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	16.50

Solo: ARGILA MOLE	Descrição: ARGILA MOLE	
Coesão.....	[kN/m ²].....	22.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	5.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	15.50
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	15.50

Solo: ARGILA RIJA	Descrição: ARGILA RIJA	
Coesão.....	[kN/m ²].....	65.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	5.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	17.50
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	17.50

Solo: ATERRO	Descrição: ATERRO DA RODOVIA	
Coesão.....	[kN/m ²].....	8.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	35.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	20.00
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	20.00

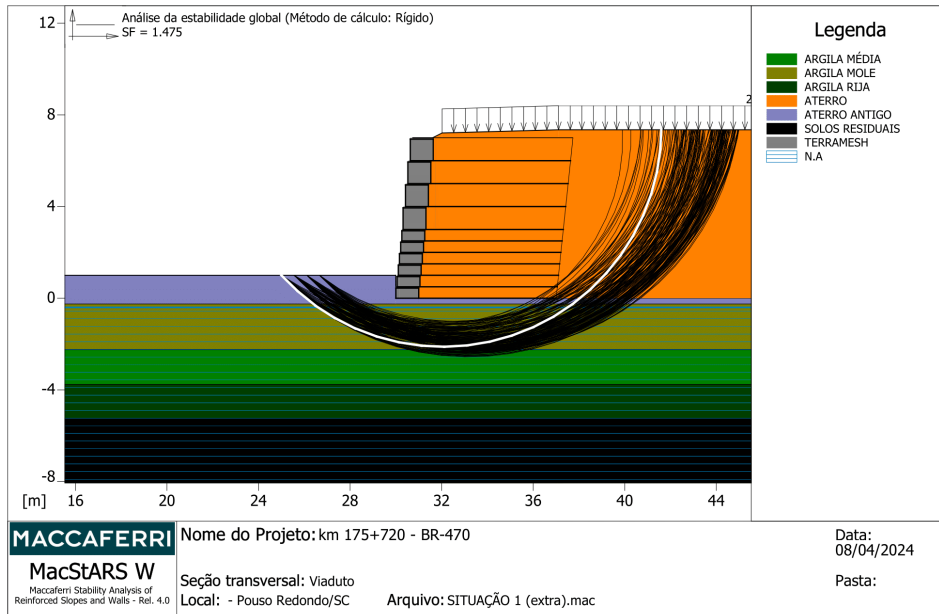
Solo: ATERRO ANTIGO	Descrição:	
Coesão.....	[kN/m ²].....	5.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	35.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	19.50
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	19.50

Solo: SOLOS RESIDUAIS	Descrição:	
Coesão.....	[kN/m ²].....	10.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	34.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	19.00
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	19.00

Solo: TERRAMESH	Descrição: TERRAMESH	
Coesão.....	[kN/m ²].....	90.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	54.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	16.00
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	16.00

4.1.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Figura 45: Estabilidade Global - Situação 1.



Fonte: Autor (2024).

Verificação da estabilidade Global:

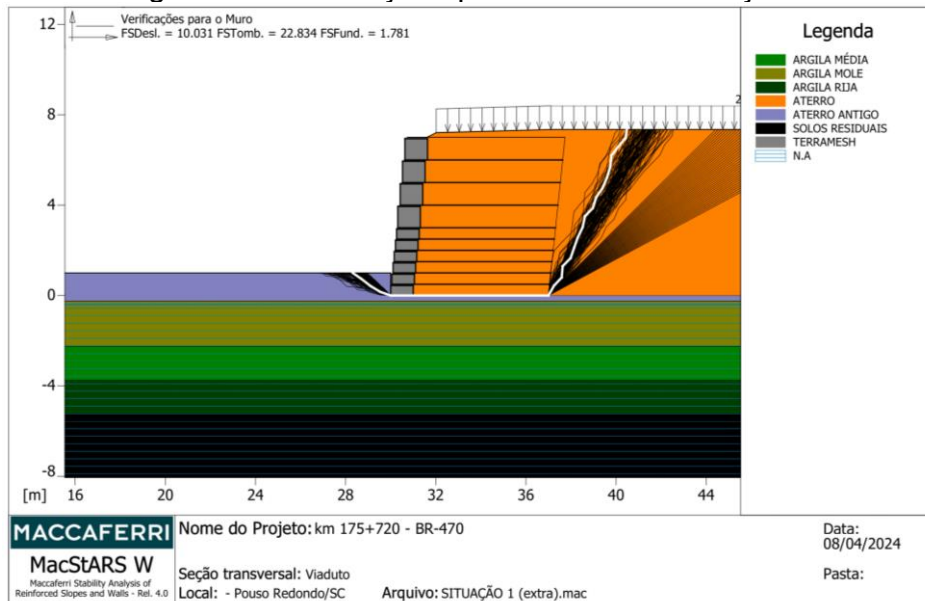
Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado: **1.475**

4.1.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO

Figura 46: Verificações para o Muro – Situação 1.



Fonte: Autor (2024).

Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS1

Força Estabilizante.....	[kN/m].....	: 805.31
Força Atuante.....	[kN/m].....	: 80.28
Fator de Segurança contra o Deslizamento.....		: 10.031
Momento Estabilizante.....	[kN*m/m].....	: 4494.20
Momento Ativo.....	[kN*m/m].....	: 196.82
Fator de segurança contra o tombamento.....		: 22.834

Pressão Admissível calculada pelo método de equilíbrio limite.

Pressão Admissível.....	[kN/m ²].....	: 280.69
Pressão média.....	[kN/m ²].....	: 157.58
Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação:		1.781
Fundação equivalente.....	[m].....	: 7.00
Excentricidade da força normal.....	[m].....	: -0.41
Braço de momento.....	[m].....	: 2.45
Força normal.....	[kN].....	: 1100.10
Tensão normal na borda interna.....	[kN/m ²].....	: 107.74
Tensão normal na borda externa.....	[kN/m ²].....	: 247.85

4.2. SITUAÇÃO 1.1

A Situação 1.1 consiste na adoção dos mesmos parâmetros de solo utilizada na Situação 1, porém dessa vez com a utilização de uma camada de rachão com altura de 1 (um) metro na base do muro e aterro, a fim de melhorar os resultados encontrados para os Fatores de Segurança para a Estabilidade Global e Capacidade de carga da fundação, visto que na situação anterior ficaram abaixo dos mínimos exigidos pela NBR 16.920.

4.2.1. PROPRIEDADES

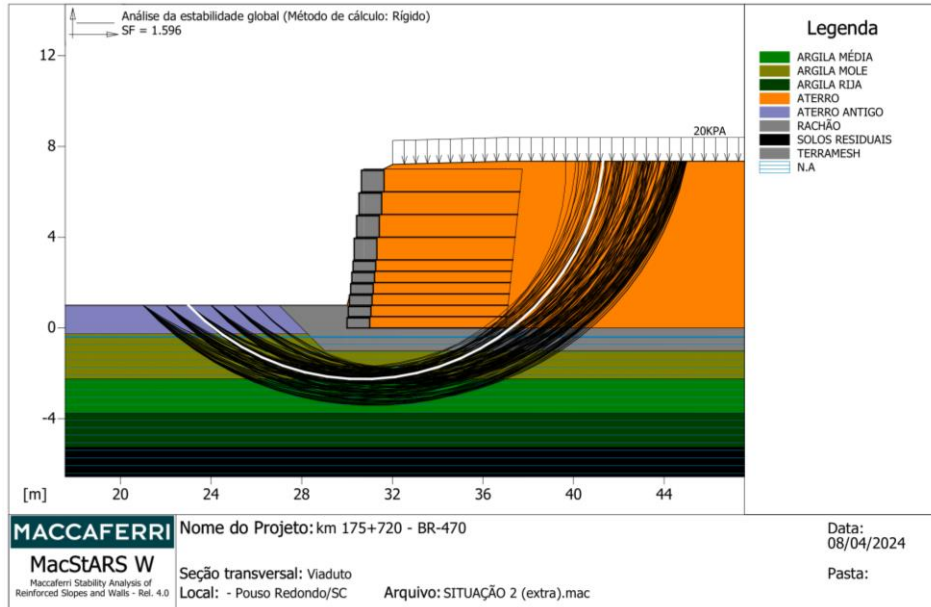
As propriedades de rachão adotadas seguem conforme Tabela 7.

Solo: RACHÃO Descrição:

Coesão.....	[kN/m ²].....	: 0.00
Ângulo de Atrito:.....	[°].....	: 41.00
Valor de Ru.....		: 0.00
Peso unitário – Natural.....	[kN/m ³].....	: 21.00
Peso unitário – Saturado.....	[kN/m ³].....	: 21.00

4.2.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Figura 47: Estabilidade Global – Situação 1.1.



Fonte: Autor (2024).

Verificação da estabilidade Global:

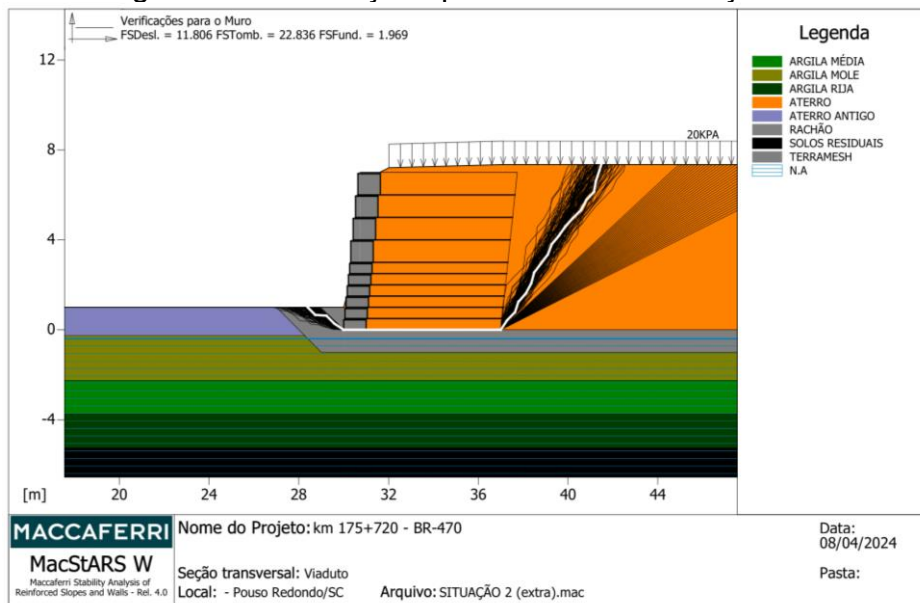
Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado : **1.596**

4.2.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO

Figura 48: Verificações para o muro – Situação 1.1.



Fonte: Autor (2024).

Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS1

Força Estabilizante.....	[kN/m].....	: 957.87
Força Atuante.....	[kN/m].....	: 81.14
Fator de Segurança contra o Deslizamento.....		: 11.806
Momento Estabilizante.....	[kN*m/m].....	: 4494.70
Momento Ativo.....	[kN*m/m].....	: 196.82
Fator de segurança contra o tombamento.....		: 22.836
Pressão Admissível calculada pelo método de equilíbrio limite.		

Pressão Admissível.....	[kN/m ²].....	: 310.75
Pressão média.....	[kN/m ²].....	: 157.84
Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação.....		: 1.969
Fundação equivalente.....	[m].....	: 7.00
Excentricidade da força normal.....	[m].....	: -0.40
Braço de momento.....	[m].....	: 2.43
Força normal.....	[kN].....	: 1101.90
Tensão normal na borda interna.....	[kN/m ²].....	: 108.87
Tensão normal na borda externa.....	[kN/m ²].....	: 246.63

4.3. SITUAÇÃO 1.2

A Situação 3 consiste na adoção dos mesmos parâmetros de solo utilizada na Situação 1 e 2, porém dessa vez com a utilização de uma camada de rachão com altura de 1 (um) metro na base do muro e aterro somado a utilização de uma geogrelha com resistência longitudinal de 300kN/m, a fim de melhorar os resultados encontrados para os Fatores de Segurança para a Estabilidade Global e Capacidade de carga da fundação, visto que nas situações anteriores ficaram abaixo dos mínimos exigidos pela NBR 16.920.

4.3.1. PROPRIEDADES

As propriedades seguem as mesmas da situação anterior, mas neste caso com a adição da Geogrelha MacGrid® WG 300.

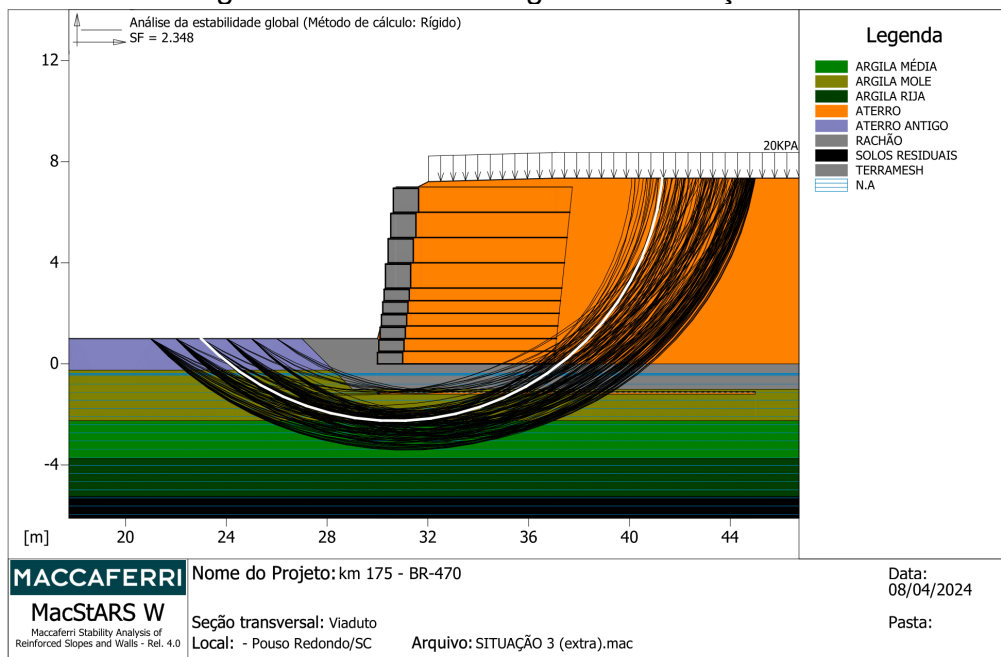
Maccaferri - MacGrid WG - WG 300

Resistência à Tração.....	[kN/m].....	: 300.00
Comprimento de ancoragem Mínimo.....	[m].....	: 0.15

Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho).....	: 1.72
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....	: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia).....	: 1.67
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....	: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa).....	: 1.65
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....	: 1.00
Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa).....	: 1.65
Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....	: 1.00
Fator de interação reforço/reforço.....	: 0.20
Coeficiente de interação reforço-brita.....	: 0.85
Coeficiente de interação reforço-areia.....	: 0.85
Coeficiente de interação reforço-silte.....	: 0.65
Coeficiente de interação reforço-argila.....	: 0.45

4.3.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Figura 49: Estabilidade global – Situação 1.2.



Fonte: Autor (2024).

Verificação da estabilidade Global:

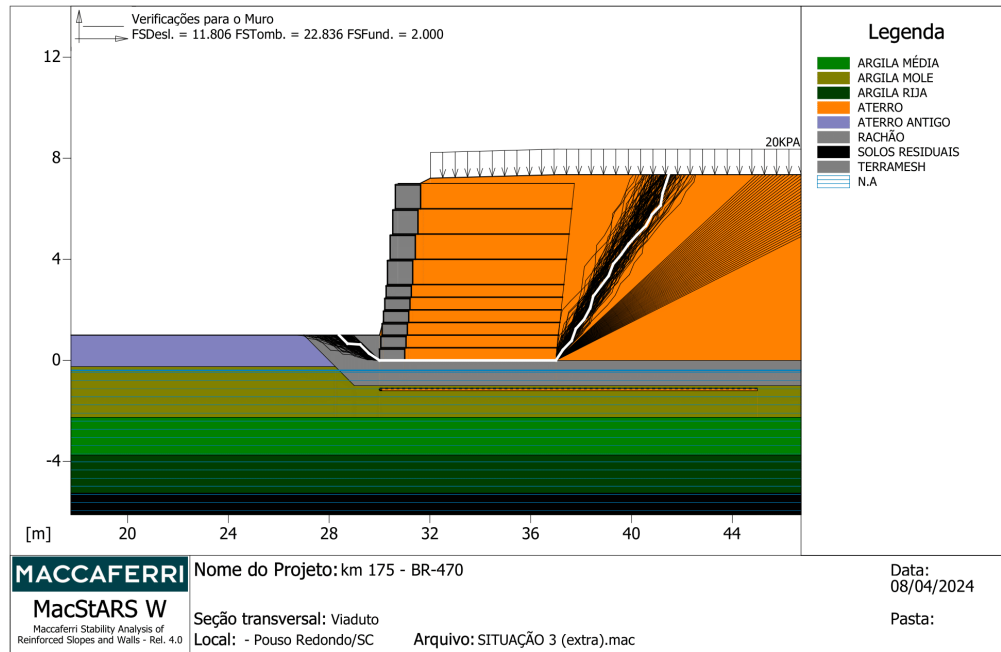
Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado : **2.348**

4.3.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO

Figura 50: Verificações para o muro – Situação 1.2.



Fonte: Autor (2024).

Bloco Considerado: TMS1

Força Estabilizante.....[kN/m].....: 957.87
 Força Atuante.....[kN/m].....: 81.14
Fator de Segurança contra o Deslizamento.....: 11.806
 Momento Estabilizante.....[kN*m/m].....: 4494.70
 Momento Ativo.....[kN*m/m].....: 196.82
Fator de segurança contra o tombamento.....: 22.836
 Pressão Admissível calculada pelo método de equilíbrio limite.

Pressão Admissível.....[kN/m²].....: 315.68
 Pressão média.....[kN/m²].....: 157.84
Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação: 2.000
 Fundação equivalente.....[m].....: 7.00
 Excentricidade da força normal.....[m].....: -0.40
 Braço de momento.....[m].....: 2.43
 Força normal.....[kN].....: 1101.90
 Tensão normal na borda interna.....[kN/m²].....: 108.87
 Tensão normal na borda externa.....[kN/m²].....: 246.63,

4.4. SITUAÇÃO 2

Caso em que para os parâmetros segue-se a seguinte definição “Utilizar equações que correlacionem os parâmetros disponíveis nos ensaios de CPTu e resultem nas propriedades do solo em interesse”. Logo, para tal hipótese tem-se metodologia conforme item 3.6, onde serão utilizados os valores aproximados de q_c (Anexo C) do ensaio de CPTu do km 175+711 (km mais próximo ao da seção de análise, sendo esse o km 175+720) e através da equação de correlação linear por intercepto para argila da Tabela 14, encontrar valores aproximados de N_{spt} . Por fim, através da Tabela 15 e com a faixa de N_{spt} encontrado, serão adotados os parâmetros sugeridos por Joppert (2007).

$$q_c = 0,253 \cdot N_{spt} + 0,183 \quad (22)$$

$$\therefore N_{spt} = \frac{q_c - 0,183}{0,53} \quad (23)$$

4.4.1. PROPRIEDADES

Através do gráfico do Anexo C são considerados os seguintes parâmetros de q_c :

- Argila mole: $q_c \approx 0,50$.
- Argila média: $q_c \approx 0,80$.
- Argila rija: $q_c \approx 1,25$.

* São adotados valores relativamente baixos de q_c a fim de favorecer a segurança estrutural, uma vez que q_c e N_{spt} na equação 22 são grandezas diretamente proporcionais.

Tendo isso, com o uso da equação 23 se encontram aos seguintes resultados de N_{spt} :

- Argila mole: $N_{spt} \approx 1,26$.
- Argila média: $N_{spt} \approx 2,44$.
- Argila rija: $N_{spt} \approx 4,22$.

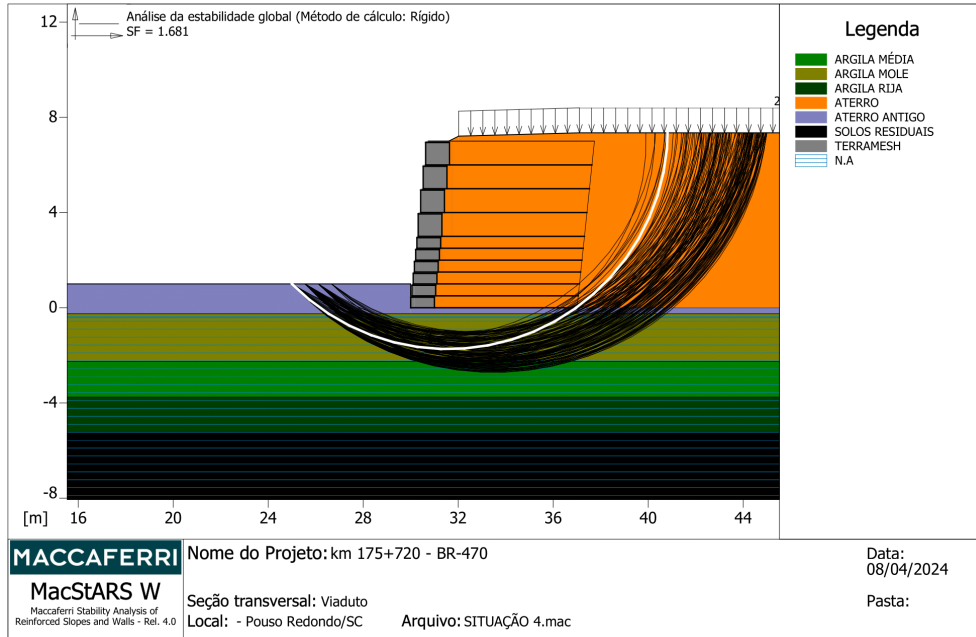
Neste momento, por se tratar de um solo argiloso com características arenosas, através da Tabela 15 e dentro da faixa de “*Nspt*” são definidos os novos parâmetros de ângulo de atrito, coesão, peso específico saturado e natural conforme sugere Joppert (2007).

- Argila mole:
 - $\phi = 15^\circ$;
 - $c = 1,0 \frac{t}{m^2} \approx 10 \frac{kN}{m^2}$;
 - Peso específico natural: $1,5 \frac{t}{m^2} \approx 15 \frac{kN}{m^2}$;
 - Peso específico saturado: $1,7 \frac{t}{m^2} \approx 17 \frac{kN}{m^2}$;
- Argila média:
 - $\phi = 15^\circ$;
 - $c = 1,0 \frac{t}{m^2} \approx 10 \frac{kN}{m^2}$;
 - Peso específico natural: $1,5 \frac{t}{m^2} \approx 15 \frac{kN}{m^2}$;
 - Peso específico saturado: $1,7 \frac{t}{m^2} \approx 17 \frac{kN}{m^2}$;
- Argila rija:
 - $\phi = 15^\circ$;
 - $c = 2,0 \frac{t}{m^2} \approx 20 \frac{kN}{m^2}$;
 - Peso específico natural: $1,7 \frac{t}{m^2} \approx 17 \frac{kN}{m^2}$;
 - Peso específico saturado: $1,8 \frac{t}{m^2} \approx 18 \frac{kN}{m^2}$;

*Conversões consideradas para aceleração da gravidade igual a $10 \frac{m}{s^2}$.

4.4.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Figura 51: Estabilidade global – Situação 2.



Fonte: Autor (2024).

Verificação da estabilidade Global:

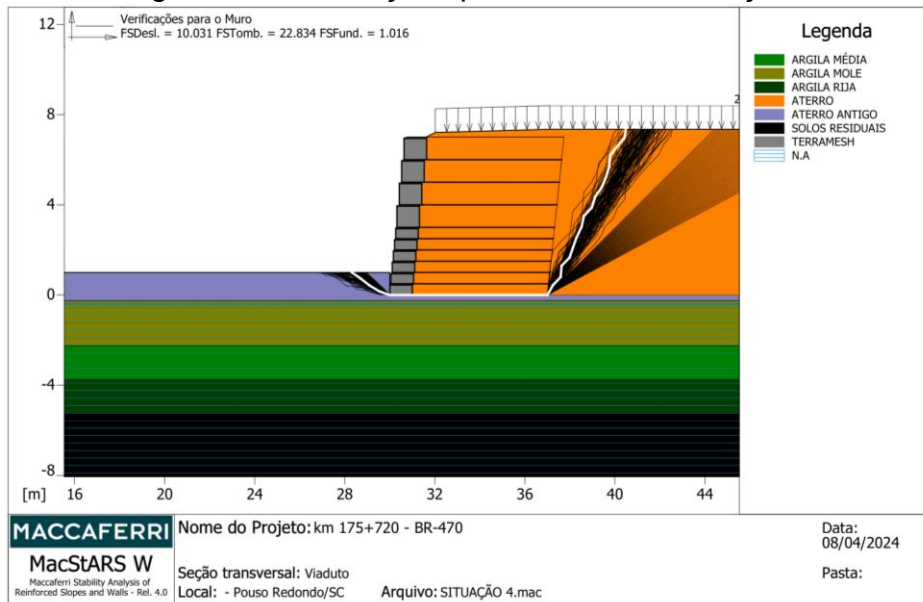
Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado: **1.681**

4.4.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO

Figura 52: Verificações para o muro – Situação 2



Fonte: Autor (2024).

Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS1

Força Estabilizante.....[kN/m]..... : 805.31

Força Atuante.....[kN/m]..... : 80.28

Fator de Segurança contra o Deslizamento..... : 10.031

Momento Estabilizante.....[kN*m/m]..... : 4494.20

Momento Ativo.....[kN*m/m]..... : 196.82

Fator de segurança contra o tombamento..... : 22.834

Pressão Admissível calculada pelo método de equilíbrio limite.

Pressão Admissível.....[kN/m²]..... : 160.04Pressão média.....[kN/m²]..... : 157.58**Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação: 1.016**

Fundação equivalente.....[m]..... : 7.00

Excentricidade da força normal.....[m]..... : -0.41

Braço de momento.....[m]..... : 2.45

Força normal.....[kN]..... : 1100.10

Tensão normal na borda interna.....[kN/m²]..... : 107.74Tensão normal na borda externa.....[kN/m²]..... : 247.85**4.5. SITUAÇÃO 2.1**

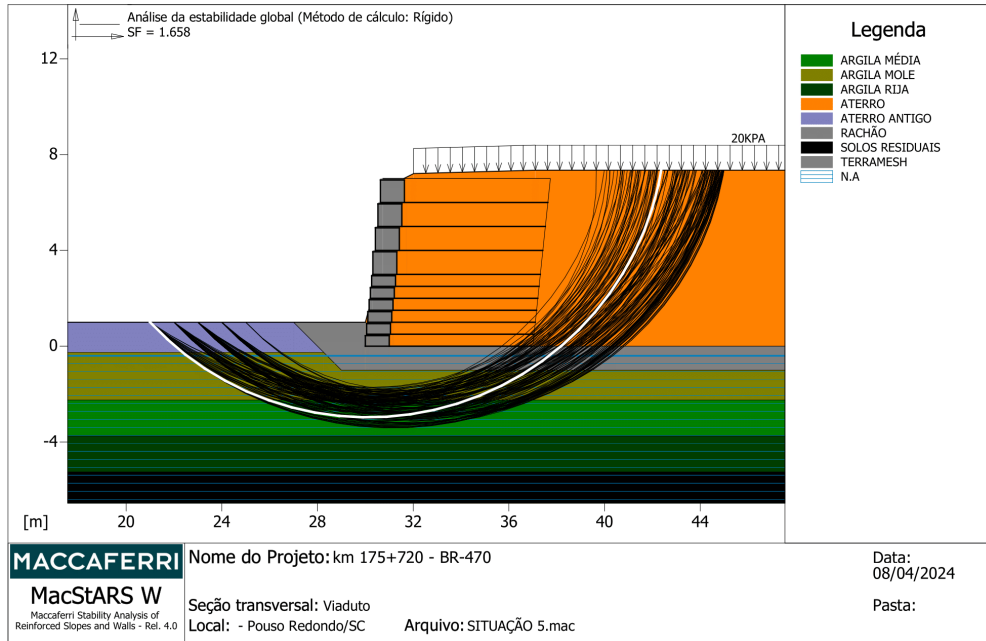
A situação 2.1 consiste na mesma ideia utilizada no item “4.2. Situação 1.1”, onde neste momento o Fator de Segurança Mínimo para Capacidade de Carga da fundação não ter sido atendido, é considerado uma camada de rachão na base de 1 (um) metro, com o objetivo de melhorar a capacidade do solo nesse quesito.

4.5.1. PROPRIEDADES

Os parâmetros seguem os mesmos adotados no item “4.4”. Porém, com a adição da camada de rachão onde os parâmetros foram anteriormente apresentados.

4.5.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Figura 53: Estabilidade global – Situação 2.1.



Fonte: Autor (2024).

Verificação da estabilidade Global:

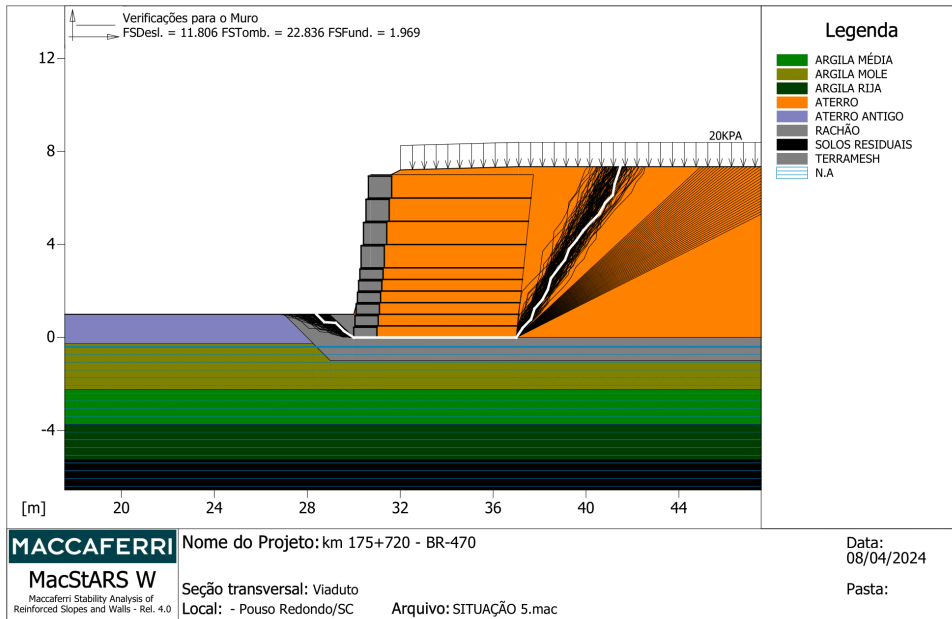
Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado: **1.658**

4.5.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO

Figura 54: Verificações para o muro – Situação 2.1.



Fonte: Autor (2024).

Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS1

Força Estabilizante.....[kN/m] : 957.87

Força Atuante.....[kN/m] : 81.14

Fator de Segurança contra o Deslizamento.....: 11.806

Momento Estabilizante.....[kN*m/m] : 4494.70

Momento Ativo.....[kN*m/m] : 196.82

Fator de segurança contra o tombamento.....: 22.836

Pressão Admissível calculada pelo método de equilíbrio limite.

Pressão Admissível.....[kN/m²] : 310.75Pressão média.....[kN/m²] : 157.84**Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação: 1.969**

Fundação equivalente.....[m] : 7.00

Excentricidade da força normal.....[m] : -0.40

Braço de momento.....[m] : 2.43

Força normal.....[kN] : 1101.90

Tensão normal na borda interna.....[kN/m²] : 108.87Tensão normal na borda externa.....[kN/m²] : 246.63**4.6. SITUAÇÃO 2.2**

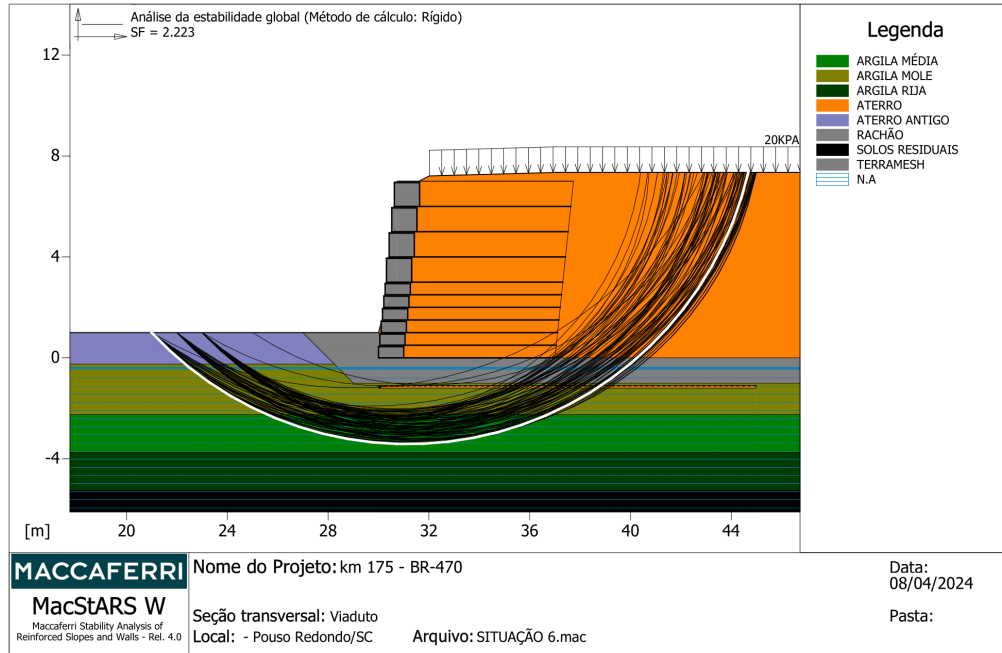
A situação 2.2 consiste na mesma ideia utilizada no item “4.3. Situação 1.2”, onde neste momento o Fator de Segurança Mínimo para Capacidade de Carga da fundação ainda é atendido e para tal é considerado a adição da geogrelha MacGrid WG300 para reforço da camada de argila.

4.6.1. PROPRIEDADES

As propriedades seguem as mesmas do item “4.6”, porém com a adição da geogrelha MacGrid WG® 300.

4.6.2. ESTABILIDADE GLOBAL

Figura 55: Estabilidade global – Situação 2.2.



Fonte: Autor

Verificação da estabilidade Global:

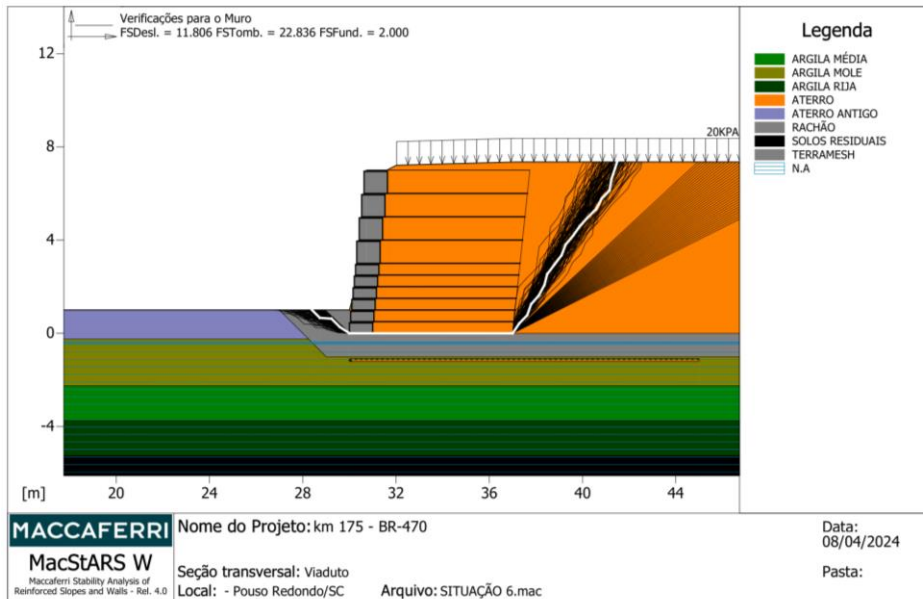
Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado: **2.223**

4.6.3. VERIFICAÇÕES PARA O MURO

Figura 56: Verificações para o muro – Situação 2.2.



Fonte: Autor (2024).

Verificação como muro a gravidade:

Bloco Considerado: TMS1

Força Estabilizante[kN/m]..... : 957.87

Força Atuante[kN/m]..... : 81.14

Fator de Segurança contra o Deslizamento : 11.806

Momento Estabilizante[kN*m/m]..... : 4494.70

Momento Ativo[kN*m/m]..... : 196.82

Fator de segurança contra o tombamento : 22.836

Pressão Admissível calculada pelo método de equilíbrio limite.

Pressão Admissível[kN/m²]..... : 315.68Pressão média[kN/m²]..... : 157.84**Fator de segurança – Capacidade de carga da fundação: 2.000**

Fundação equivalente[m]..... : 7.00

Excentricidade da força normal[m]..... : -0.40

Braço de momento[m]..... : 2.43

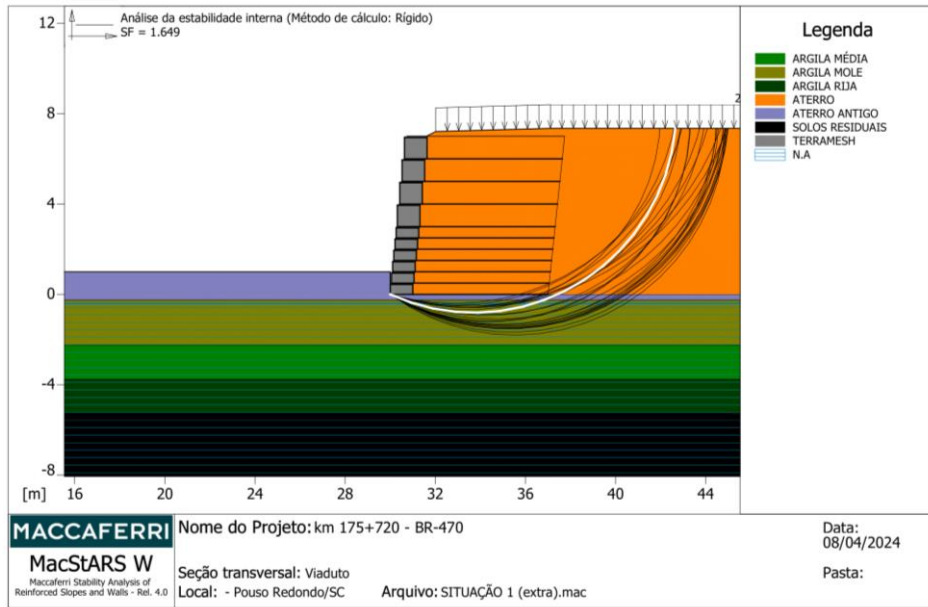
Força normal[kN]..... : 1101.90

Tensão normal na borda interna[kN/m²]..... : 108.87Tensão normal na borda externa[kN/m²]..... : 246.63**4.7. ESTABILIDADE INTERNA**

A se tratar de uma análise derivada dos carregamentos externos e sobrecargas, a situação de pior condição para análise da estabilidade interna trata-se justamente do caso em que existe a maior porção de aterro aplicando empuxo sobre a estrutura, visto que o carregamento de projeto da sobrecarga considerada é o mesmo para todos os pontos do viaduto.

Dessa forma, apresenta-se o seguinte resultado:

Figura 57: Estabilidade Interna.



Fonte: Autor (2024).

Estabilidade Interna:

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Janbu

Fator de Segurança Calculado: **1.649**

*Os parâmetros de solo seguem os mesmos da Situação 1, do item 4.1.

Tabela 15: Resumo dos Fatores de Segurança.

SITUAÇÃO	Fatores de Segurança			
	FS (Global)	FS (Desl.)	FS (Tomb.)	FS (Fund.)
Situação 1	1,475	10,031	22,834	1,781
Situação 1.1	1,596	11,806	22,836	1,969
Situação 1.2	2,348	11,806	22,836	2,000
Situação 2	1,681	10,031	22,834	1,016
Situação 2.1	1,658	11,806	22,836	1,969
Situação 2.2	2,223	11,806	22,836	2,000

Fonte: Autor (2024).

5. DISCUSSÕES E CONCLUSÃO

Em primeiro momento e a partir das informações geotécnicas fornecidas pelas empresas envolvidas na obra, somado ao conhecimento adquirido no desenvolvimento da fundamentação teórica, se fez possível criar uma linha de raciocínio para definição da melhor metodologia de contenção a ser adotada, sendo nesse caso o muro de contenção em solo reforçado (Terramesh® System). Na sequência, para o pleno desenvolvimento da modelagem e compreensão dos procedimentos de análise de estabilidade, se fez necessário recorrer a literatura para entender o funcionamento do *software* MACSTARS®, sendo esse o programa definido para utilização visto a relação direta com a solução escolhida, por ambos se tratar de produtos MACCAFERRI.

Apesar de os procedimentos para resolução do caso aparentarem baixo grau de complexidade, a apresentação das informações de sondagem indicava a presença de solo mole no local, problemática essa presente nos mais diversos projetos de engenharia. Soma-se ainda, o fato de o ensaio de campo disponível se tratar de um CPTu, visto que o *software* utilizado apresenta a necessidade de utilizar valores para coesão e ângulo de atrito (parâmetros esses que não são apresentados nesse tipo de ensaio). Ainda que a utilização dos parâmetros de resistência não-drenada das argilas seja verificada para o valor de coesão, há uma problemática quanto a adoção do valor para o ângulo de atrito, com isso foram avaliadas duas hipóteses, a fim de validar os cálculos realizados, sendo essa primeira e uma segunda baseada em uma correlação de parâmetros para ensaios de CPTu e SPT.

Após a realização de todos os cálculos para ambas as possibilidades e com os resultados obtidos, fica possível verificar uma semelhança entre os valores para FS para as situações finais correspondentes (Situação 1.2 e Situação 2.2), de tal modo que apesar da variabilidade dos resultados encontrados nos casos sem a utilização das técnicas de melhoramento de solo, foi atestado a incapacidade do solo de fundação em atender os requisitos mínimos necessários " $FS_{fund.} = 2$ ". Tais resultados veem a validar as metodologias de análise de cálculo que foram adotadas.

Em ambas as situações os Fatores Mínimos de Segurança da Tabela 1 (ABNT NBR 16.920-1, 2021) foram atendidos, porém com a necessidade de adoção de camadas de rachão e geogrelhas para melhoramento do solo de fundação. Contudo, ainda que para as verificações de pressões na fundação tenham sido atingidas,

ambas as situações apresentaram resultados igual a 2,0 e em cima disso podem ser discutidas as seguintes análises:

- Apesar do valor ser ligeiramente igual ao mínimo exigido por norma, é importante destacar que a geogrelha MacGrid WG® 300 apresenta nas suas propriedades de cálculo, coeficientes de interação que atuam como fatores de minoração na relação entre material e o solo, de tal forma que o valor do " $FS_{fund.}$ " real tende a ser maior.
- Mesmo que a camada de rachão a ser executada compreenda toda a parcela de solo mole sob a estrutura de contenção em solo reforçado, havendo a necessidade da execução de pistas marginais ao viaduto, a remoção ou substituição das camadas de solo mole ao em torno se torna imprescindível, visto a possibilidade da ocorrência de recalques diferenciais.
- Ainda que haja evidente preocupação quanto ao Fator de Segurança para pressões na fundação, o adensamento natural das camadas inferiores de solo, causada pela sobrecarga do maciço e da estrutura de contenção, tendem a melhorar paulatinamente a capacidade de suporte do solo de fundação e conseqüentemente os valores de FS.

5.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

- Verificar através de modelos numéricos a ocorrência de recalques.
- Realizar o dimensionamento e análise de estabilidade para outras metodologias de muros de contenção em solo reforçado.
- Fazer um comparativo de custo entre as diferentes soluções de contenção em solo reforçado para a ocasião.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12553: **Geossintéticos – Terminologia**, Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Muros e taludes em solos reforçados**. Parte 1. NBR 16920-1, 2021.

ASTM. **Standard Terminology for Geosynthetics**. ASTM D 4439, 2020.

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterro sobre solos moles - projeto e desempenho**. 2º ed. [S.l.]: Oficina de Textos, 2014.

BALDESSAR, Leticia Luciano et al. **Análise comparativa de dimensionamento de estruturas de contenção do tipo terra armada, solo envelopado e Terramesh verde®-estudo de caso**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina. 2023.

BARBOSA, Lucas Daldegan; DIAS, Mateus Bassoli. **Rotina para análise de estabilidade de taludes via software MacStars 2000**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

BARROS, Persio L. A. **Obras de contenção - Manual técnico**. São Paulo, p. 220, 2017.

BROOKS, Hugh. **Basics of retaining wall design**. HBA Publ, v. 11, p. 220, 2010.

BSI (BRITISH STANDARDS INSTITUTION). **Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills**. BS8006-1, 2010.

CHEN, B.S. & MAYNE, P.W. (1996). **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal, nº 33, pp. 488-498.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 381 – **Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Rio de Janeiro, 1998.

DIENSTMANN, G. **Estabilidade de Taludes Infinitos**. Curso de Engenharia Civil. 2020. Notas de Aula. Universidade Federal de Santa Catarina.

DOMINONI, Claudia Martins Bhering. **Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de suape, região metropolitana do recife.** Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2011.

DOS SANTOS MÜTZENBERG, Danilo Vítor. **Análise estatística e de correlação dos ensaios SPT e CPT no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 2020, Campinas, SP. Anais... COBRAMSEG, 2020. p. 7.

EHRlich, M; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução.** Oficina de Textos, São Paulo, p. 158, 2009.

FRACASSI, Gerardo. **Proteção de rios com soluções Maccaferri.** Oficina de Textos, São Paulo, p. 336, 2017.

GERBER, Dionatan et al. **Caracterização morfométrica da bacia hidrográfica do rio Itajaí–Santa Catarina.** Acta Biológica Catarinense, v. 5, n. 1, p. 72-83, 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes.** 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, São Paulo, p. 192, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção - Empuxos de terra.** 63 f. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, p. 204, 2010.

GERSCOVICH, Denise; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras.** Oficina de Textos, São Paulo, p. 320, 2019.

HIGHLAND, Lynn M.; BOBROWSKY, Peter. **O manual de deslizamento–Um guia para a compreensão de deslizamentos.** Reston, Virginia, US Geological Survey Circular, v. 1325, 2008.

JOPPERT JR, IVAN. **Fundações e Contenções de Edifícios** – São Paulo: Pini ISBN 978-85-7266-177-5, 2007. 221p.

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto.** Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ, 2014.

MACCAFERRI. **Estruturas de solo reforçado com o sistema Terramesh® (Manual Técnico).** São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda., 2005.

MACCAFERRI. **Sistema Terramesh - Uma solução para o Reforço dos Terrenos (Manual Técnico)**. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda., 1997.

MACCAFERRI, MAC.S.T.A.R.S 2000. **Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes**, Guia para elaboração de projetos. Maccaferri do Brasil LTDA. 2018.

MASSAD, F. **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. 2ª ed. Oficina dos Textos Ltda. São Paulo, 2010. 216p.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente**. Oficina de Textos, São Paulo, p. 294, 2018.

SANGLERAT, G. (1972). **The penetrometer and soil exploration**. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

SANTOS, C. F. dos; C. S. TORNQUIST & M. P. C. MARIMON. **Indústria das enchentes: impasses e desafios dos desastres socioambientais no vale do Itajaí**. Geosul. 2014; 29(57): 197-216. doi: <http://dx.doi.org/10.5007/2177-5230.2014v29n57p197>.

SAYÃO, A., SIEIRA, A. C., SANTOS, P. (2013) **Reforço de solos - Manual técnico**. MACCAFERRI do Brasil Ltda.

SHAHRI, A. and JUHLIN, C. and MALEMIR, A. 2014. **A reliable correlation of SPT-CPT data for southwest of Sweden**. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 19 E: pp. 1013-1032.

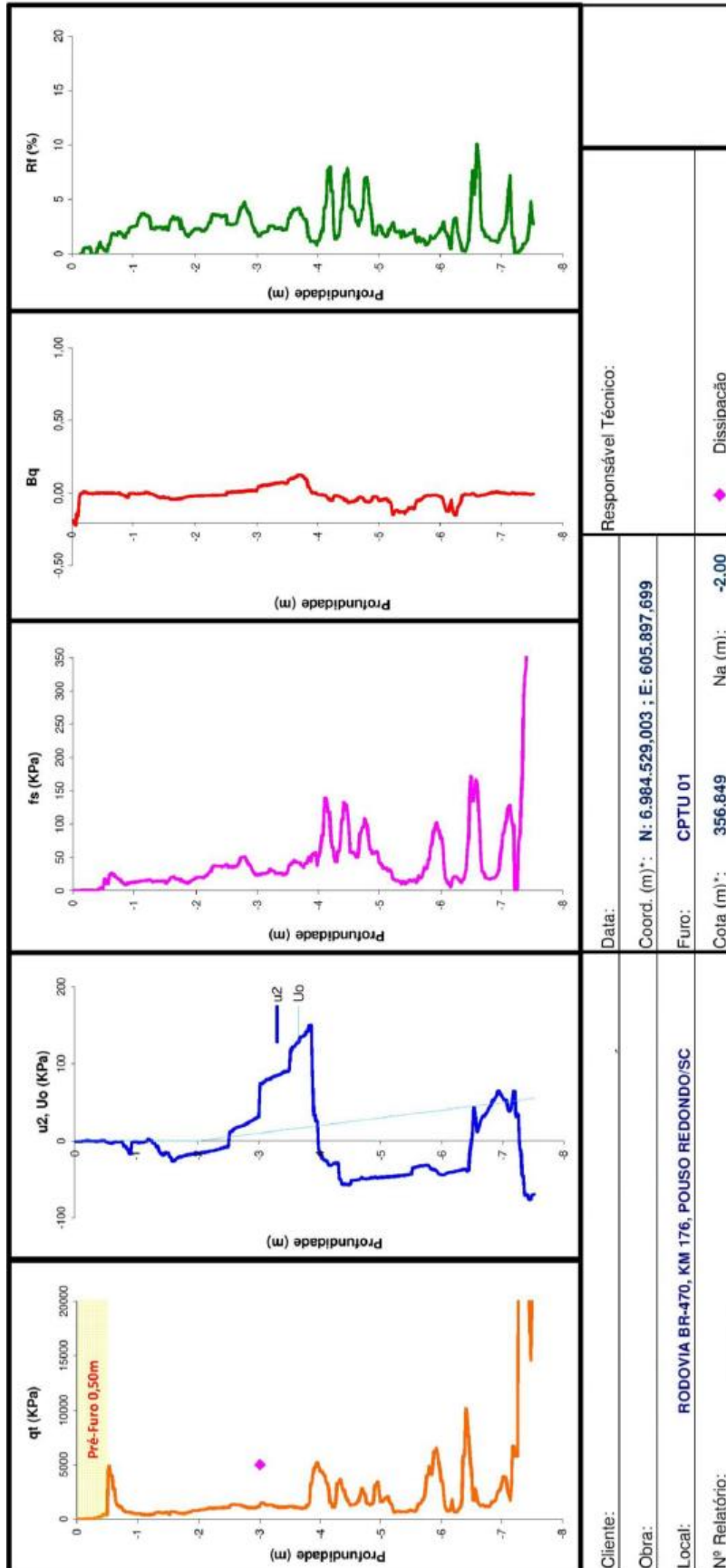
TEIXEIRA, A., RIPPI, K., SCHWECKENDIEK, I., and NUTALL, J. (2015) "**Reliability analysis of a retaining wall**" in "Research project." Delft university, Delft, The Netherlands.

VERTEMATTI, J. C. **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2004. 413 p.

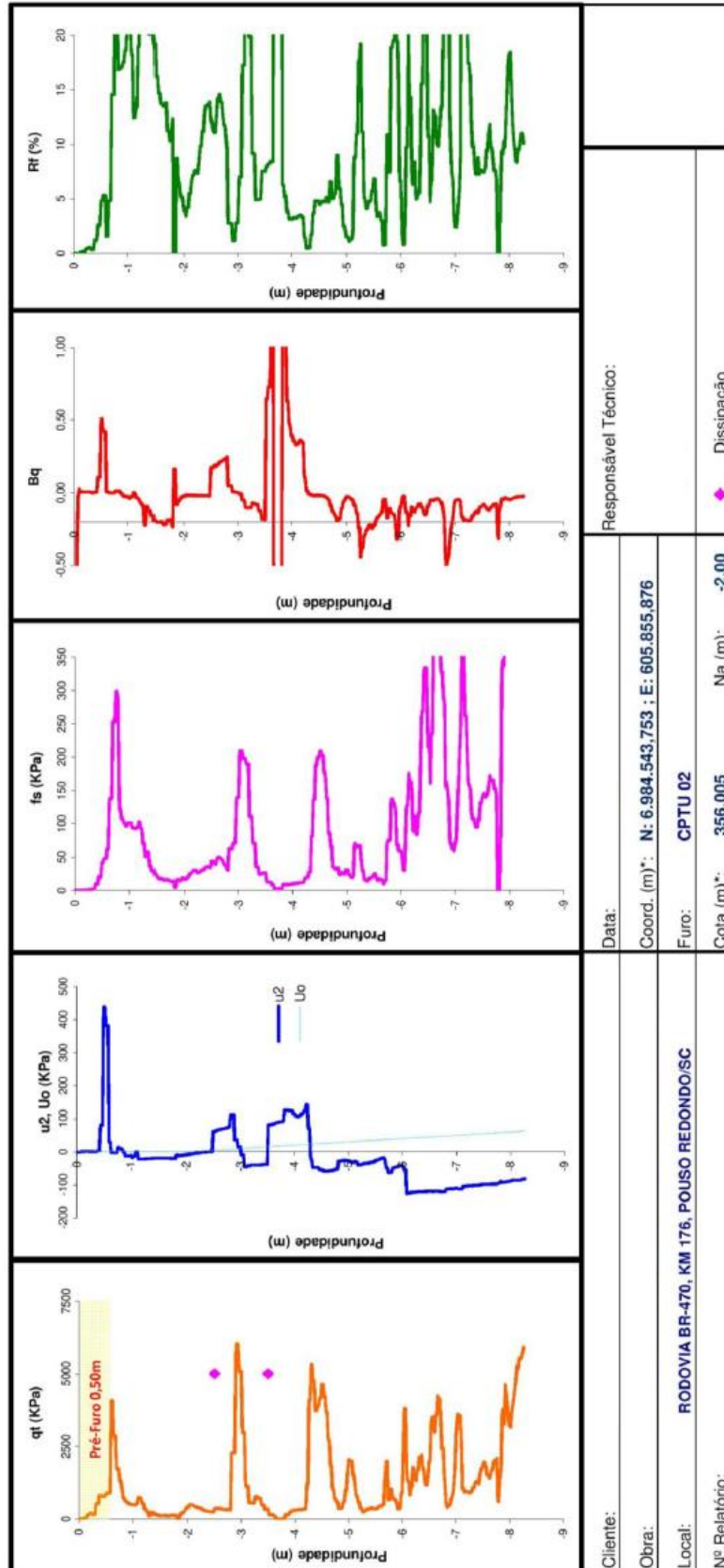
VIEIRA JÚNIOR, Genésio Teixeira. **ESTUDO DE COMPARATIVO DE VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE MUROS DE ARRIMO DE GRAVIDADE, UTILIZANDO O GABIÃO COMPARANDO COM O CONCRETO CICLÓPICO**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade do Sul de Minas, 2014.

WICANDER, R.; MONROE, J.S. 2009. **Fundamentos de Geologia**. Tradução Harue O. Avritcher, São Paulo, Cengage Learning, 244 p.

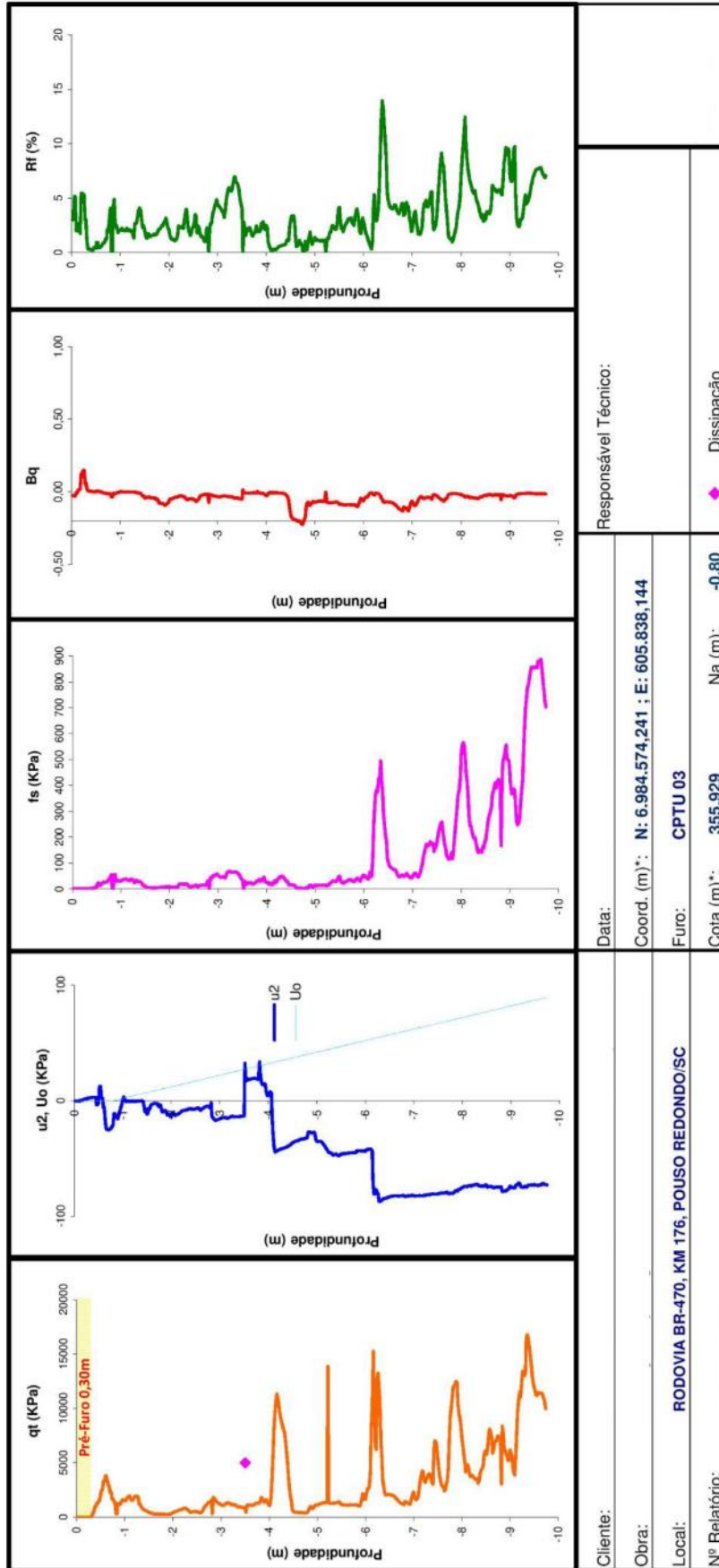
ANEXO A – CPTu 01



ANEXO B – CPTu 02



ANEXO C – CPTu 03



ANEXO D – CPTu 04

