



**JÚLIA ARIELLE DE OLIVEIRA SOARES  
MARIA CHAGAS ROCHA**

**PROPOSTAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE EM  
LAVRAS/MG POR DIFERENTES ESTRUTURAS DE  
CONTENÇÃO**

**LAVRAS – MG  
2023**

**JÚLIA ARIELLE DE OLIVEIRA SOARES  
MARIA CHAGAS ROCHA**

**PROPOSTAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE EM  
LAVRAS/MG POR DIFERENTES ESTRUTURAS DE  
CONTENÇÃO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte  
das exigências do Curso de Engenharia Civil,  
para a obtenção do título de Bacharel.

Profa. Raquel Mariano Linhares, D. Sc.  
Orientadora

**LAVRAS – MG  
2023**

**JÚLIA ARIELLE DE OLIVEIRA SOARES  
MARIA CHAGAS ROCHA**

**PROPOSTAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE EM LAVRAS/MG POR  
DIFERENTES ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO**

**PROPOSALS FOR SLOPE STABILIZATION IN LAVRAS/MG BY DIFFERENT  
RETENTION STRUCTURES**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte  
das exigências do Curso de Engenharia Civil,  
para a obtenção do título de Bacharel.

Aprovado em 02 de março de 2023.

**Profa. Raquel Mariano Linhares, D. Sc. – UFLA**

**Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido – UFLA**

**Prof. Dr. Rodrigo Allan Pereira – UFLA**



---

Profa. Raquel Mariano Linhares, D. Sc.  
Orientadora

**LAVRAS – MG  
2023**

## AGRADECIMENTOS

Chegamos ao final de mais uma etapa de nossas vidas, e gostaríamos de agradecer a todas as pessoas que foram fundamentais para tal acontecimento.

A Deus, pela oportunidade de superar todos os desafios e, com fé, saúde e esperança, conseguirmos concluir nosso curso.

À professora Raquel, que nos orientou por todo esse percurso com tranquilidade, sem medir esforços para nos instruir, sempre nos motivando a evoluir em todas as etapas realizadas.

Aos nossos amigos que sempre contribuíram positivamente para nossa vida nos dando apoio em todos os momentos.

Aos nossos familiares que nos encorajaram e torceram por mais essa conquista.

A todos os professores que estiveram presentes na nossa formação e que nos ensinaram a exercer a engenharia com profissionalismo.

A vocês, deixamos nossa gratidão!

Aos meus pais, Simone e Aguimar, e meu irmão, Eduardo, que sempre me deram muita força para estudar apesar da distância que nos encontrávamos, obrigada por apoiarem minhas decisões com muito amor e motivação para alcançar mais esse sonho. À minha amiga, Maria, por sempre estar presente durante os melhores e piores momentos da graduação, com sua tranquilidade e companheirismo, em especial, neste trabalho a qual finalizamos mais uma etapa juntas.

Júlia Arielle de Oliveira Soares

Aos meus pais, Lana e Elcio, e minha irmã, Liz, que sempre estiveram ao meu lado me dando amor, suporte e motivação para a realização desse sonho, sem a assistência de vocês eu não teria finalizado mais essa conquista. À minha amiga, Júlia por todo companheirismo durante a faculdade e, em especial, este período de trabalho que compartilhamos juntas, estando sempre presente em todos os momentos.

Maria Chagas Rocha

## RESUMO

As estruturas de contenções têm tornado viável a execução de diversos projetos que demandam grandes cortes e aterros devido à acentuada declividade, ou ainda projetos que utilizam de níveis de subsolo para um melhor aproveitamento do espaço disponível. Este trabalho apresenta três soluções de estruturas de contenção (muro de concreto, inserção de tirantes e cortina de estacas justapostas de concreto) para estabilidade de um talude situado na cidade de Lavras-MG, composto de aterro e possuindo uma altura de escavação máxima de 4 m. Desse modo, realizaram-se as análises de estabilidade global através do software da plataforma Rocscience, Slide 2, o qual utiliza o Método de Equilíbrio-Limite, considerando uma superfície não-circular pelo método de Morgenstern-Price. Geraram-se as superfícies de ruptura para cada alternativa de estabilização apresentadas e obtiveram-se sempre fatores de segurança acima do recomendado pela norma vigente, para todas as soluções estudadas. Levando-se em consideração os aspectos legais, de espaço e facilidade de execução, a cortina de estacas justapostas evidenciou uma solução propícia para o talude que foi objeto de estudo, pois essa promoveu a segurança de todo o maciço ao redor da construção, e a depender de seu método executivo podem ser executadas próximas à divisa do terreno através de um processo sem geração de vibrações. Avalia-se que o estudo possibilitou o aumento da percepção da importância da análise econômica, das propriedades geotécnicas e das condições de estabilidade para um dimensionamento adequado das estruturas de contenção, evitando acidentes e futuras patologias.

**Palavras-chave:** Método de Equilíbrio-Limite. Muro de concreto. Cortina atirantada. Cortina de estacas justapostas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Principais tipos de superfícies de rupturas em taludes: a) ruptura circular; b) ruptura plana; c) ruptura em cunha; d) tombamento de blocos em rocha.....	10
Figura 2.2 - Esforços atuando no talude infinito sem percolação. ....	13
Figura 2.3 – (a) Superfície de ruptura tentativa e (b) Forças atuantes na n-ésima fatia. ....	14
Figura 2.4 – (a) Lamela de Fellenius e (b) Lamela de Bishop. ....	15
Figura 2.5 – Método de Morgenstern-Price: forças aplicadas a uma fatia de solo.....	16
Figura 2.6 - Retaludamento com abrandamento da inclinação do talude.....	17
Figura 2.7 - Retaludamento com redução da altura do talude.....	17
Figura 2.8 – Berma de equilíbrio .....	18
Figura 2.9 - Seção de muros de contenção: (A) muros de peso ou gravidade; (B) muros a flexão .....	18
Figura 2.10 - Muro de concreto ciclópico ou de gravidade: a) Seção transversal; b) Muro de.....	19
Figura 2.11 – Muro de solo reforçado: a) Seção transversal; b) Muro de solo reforçado .....	20
Figura 2.12 – Cortina atirantada: a) Seção transversal; b) Cortina atirantada na estabilização de.....	21
Figura 2.13 – Corte típico de uma cortina.....	23
Figura 2.14 – Perfis metálicos: a) Perfil em U; b) Perfil em Z. ....	23
Figura 2.15 – Sequência executiva de Estaca-Prancha de concreto armado. ....	24
Figura 2.16 – a) Perfil de estacas justapostas tangentes e secantes; b) Cortina de estacas secantes .....	25
Figura 3.1 – Croquis do local de estudo.....	26
Figura 3.2 – (a) Curvas de nível e locação da seção estudada, (b) Locação dos furos de sondagem....	27
Figura 3.3 – Seção estudada.....	28
Figura 3.4 – Definição da direção da superfície potencial de ruptura (SPR). ....	30
Figura 3.5 – Pré-dimensionamento do muro de concreto. ....	31
Figura 3.6 – Modelo de muro de concreto utilizado no software Slide 2. ....	31
Figura 3.7 – Implantação dos parâmetros no software Slide 2.....	32
Figura 3.8 – Parâmetros de entrada de tirantes utilizados no software. ....	34
Figura 3.9 – Parâmetros de entrada de estacas utilizados no software.....	35
Figura 3.10 –Modelo ilustrativo da seção com a contenção. ....	35
Figura 4.1 – Cálculo do fator de segurança do terreno natural. ....	36
Figura 4.2 – FS e SPR para escavações sucessivas: a) 1 m; b) 2m; c) 3 m e d) 4 m.....	37
Figura 4.3 – FS e SPR para o muro de concreto. ....	38
Figura 4.4 – FS e SPR para alternativas de tirantes: a) $e= 1,0$ m, $S_v=1,0$ m; b) $e=0,5$ m e $S_v=1,5$ m e c) $e=1,0$ m e $S_v=2,0$ m. ....	39
Figura 4.5 – Cálculo do fator de segurança para a cortina de estacas justapostas com ficha de 1,5m. .	40
Figura 4.6 – Cálculo do fator de segurança para a cortina de estacas justapostas com ficha de 1,3m. .	40
Figura 4.7 – Cálculo do fator de segurança para a cortina de estacas justapostas com ficha de 1,0m. .	40

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos segundo a NBR 11682. ....	11
Tabela 2.2 - Nível de segurança desejado para perdas de vidas humanas segundo a NBR 11682. ....	12
Tabela 2.3 – Nível de segurança desejado para danos materiais e ambientais segundo a NBR .....	12
Tabela 3.1 – Parâmetros dos solos do município de Lavras/MG.....	29
Tabela 3.2 – Parâmetros geotécnicos para aterro de resíduos .....	29
Tabela 3.3 – Tipos de aço utilizados no Brasil.....	32
Tabela 3.4 – Parâmetros obtidos manualmente.....	33
Tabela 4.1 - Resumo dos fatores de segurança obtidos nas etapas de escavação do talude natural.....	37
Tabela 4.2 - Resumo dos fatores de segurança obtidos para a adoção de tirantes. ....	39
Tabela 4.3 - Resumo dos fatores de segurança obtidos para a adoção de cortina de estacas. ....	41

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	9
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	10
2.1	Estabilidade de Taludes .....	10
2.2	Cálculos de Estabilidade.....	12
2.2.1	Método do talude infinito .....	13
2.2.2	Método das fatias.....	14
2.3	Métodos de estabilização de taludes .....	16
3	METODOLOGIA.....	26
3.1	Local de estudo .....	26
3.2	Seção Estudada e Estratigrafia.....	26
3.3	Parâmetros geotécnicos.....	28
3.4	Análises de estabilidade .....	29
3.5	Propostas de estabilização .....	30
3.5.1	Muro de concreto.....	30
3.5.2	Tirantes .....	32
3.5.3	Cortina .....	34
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	36
4.1	Análises de estabilidade .....	36
4.1.1	Terreno natural .....	36
4.1.2	Escavações sucessivas de 1 m .....	36
4.2	Muro de concreto .....	38
4.3	Tirantes .....	38
4.4	Cortina .....	39
4.5	Discussões.....	41
5	CONCLUSÕES.....	43
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	45



## 1 INTRODUÇÃO

A construção civil tem avançado em ritmo acelerado nos últimos anos, ocasionando uma ampliação da procura por locais para construção nas diversas regiões do país. Isto torna cada vez mais restrita a escolha pelo terreno a ser utilizado para empreendimentos, devido a limitação dos espaços.

Por este motivo, muitas vezes torna-se necessário erguer edificações em locais que demandam grandes cortes e aterros devido à acentuada declividade, ou ainda projetos que utilizam de níveis de subsolo para um melhor aproveitamento do espaço disponível. Tais procedimentos usualmente requerem obras de contenções tornando possível a execução dos projetos de maneira segura.

Para se estabilizar essas encostas naturais ou de corte/aterro, podem ser utilizados diversos métodos como: retaludamento, drenagem, proteção superficial, tirantes protendidos, estacas-raiz, muros de concreto armado, bermas de equilíbrio, muros de gravidade, muros a flexão, muros de solo reforçado, cortina atirantada e cortinas de estaca-prancha, que divergem nas suas aplicabilidades, eficiências e custos.

Visando uma melhor compreensão dos mecanismos de instabilização de taludes e estruturas de contenção, neste trabalho, estudou-se a estabilidade global de um talude de 4 metros de corte em um empreendimento na cidade de Lavras/MG por meio de software de Método de Equilíbrio Limite. Foram propostas três contenções para este talude, sendo elas muro de concreto, inserção de tirantes e cortinas de estacas justapostas de concreto. Foram realizados cálculos dos fatores de segurança para o talude natural, etapas de escavação e para cada proposta de estabilização, sendo os resultados discutidos ao final.

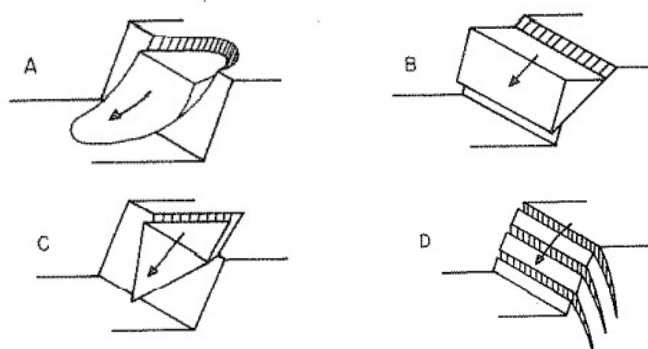
## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Estabilidade de Taludes

Segundo a NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009), talude é um terreno inclinado, que pode ser artificial, tal como cortes e aterros, ou natural, designado também como encosta. Segundo Pelaquim (2021), um talude pode ser composto de rocha, solo ou demais elementos presentes em atividades associadas à engenharia.

Em maciços rochosos e terrosos, os tipos de ruptura mais frequentemente vistos são ruptura circular (Figura 2.1 A), ruptura plana (Figura 2.1 B), ruptura em cunha (Figura 2.1 C) e tombamento de blocos (Figura 2.1 D) (HOEK, LONDE citados por GUIDICINI, NIEBLE, 1984).

Figura 2.1 – Principais tipos de superfícies de rupturas em taludes: a) ruptura circular; b) ruptura plana; c) ruptura em cunha; d) tombamento de blocos em rocha.



Fonte: Adaptado de Hoek, Londe modificado por Guidicini, Nieble (1984).

As superfícies planares são caracterizadas por planos de fraqueza ou discontinuidades. A ruptura em cunha acontece quando dois planos de fraqueza se cruzam ou quando camadas de menor resistência não são paralelas à superfície do talude. Na situação em que os solos são em camadas de grande espessura relativamente homogêneas ocorrem rupturas circulares (GERSCOVICH, 2016).

Movimentos de massa, comumente relacionados a instabilidade de encostas, são os fenômenos que ocorrem quando existe uma tendência de deslocamento de uma parcela de material (PELAQUIM, 2021). De acordo com Filho (1992, citado por Gerscovich, 2016), os movimentos de massa podem ser agrupados em rastejos, escorregamentos, quedas e corridas ou fluxos.

Taludes naturais, de escavações e aterros compactados devem ser regularmente verificados quanto a sua segurança por engenheiros civis. Essa metodologia, denominada análise de estabilidade de taludes, engloba a determinação da tensão de cisalhamento ao longo

da superfície potencial de ruptura (SPR) do talude, e sua comparação com a resistência ao cisalhamento disponível no solo. A SPR, por sua vez, é definida como a superfície crítica que possui o fator de segurança mínimo (DAS, 2007).

Algumas situações práticas em que a análise de estabilidade é fundamental são a avaliação da necessidade de definir medidas de estabilização de encostas naturais, cortes ou escavações, a decisão da inclinação de cortes, e a definição da seção de uma barragem de terra. Essas análises devem ser realizadas de modo a se identificar a condição mais desfavorável, para se garantir a estabilidade da obra (GERSCOVICH, 2016).

Para a análise da estabilidade do talude é necessário determinar o fator de segurança (FS), que é comumente definido como a razão entre a resistência média ao cisalhamento do solo ( $\tau_f$ ) e a sollicitação média ao cisalhamento do solo ao longo da superfície potencial de ruptura ( $\tau_d$ ), conforme mostra a Equação (2.1). O talude atinge a iminência de ruptura, na situação em que o fator de segurança é igual a 1 (DAS, 2007).

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (2.1)$$

Em relação aos projetos, a NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009) recomenda fatores de segurança mínimos (Tabela 2.1), de acordo com os níveis de segurança desejados no que se refere a perda de vidas humanas (Tabela 2.2) e aos danos materiais e ambientais (Tabela 2.3).

Tabela 2.1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos segundo a NBR 11682.

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

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

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

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

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009).

Tabela 2.2 - Nível de segurança desejado para perdas de vidas humanas segundo a NBR 11682.

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

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009).

Tabela 2.3 – Nível de segurança desejado para danos materiais e ambientais segundo a NBR 11682.

<b>Nível de segurança</b>	<b>Crítérios</b>
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeitos e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009).

No que se refere aos fatores de segurança a serem definidos, pode-se perceber que os valores variam de 1,5, para altos níveis de segurança contra danos a vidas humanas e danos materiais e ambientais, a 1,2, para mínimos níveis de segurança. Quanto aos níveis desejados contra perdas, eles variam de alto a baixo, sendo o primeiro deles relacionado a áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, e propriedades de alto valor, seja histórico, social ou patrimonial.

## 2.2 Cálculos de Estabilidade

A depender do tipo de ruptura observado, podem ser utilizadas diferentes metodologias para a verificação da estabilidade de um talude. No caso de escorregamentos com superfície de

ruptura bem definida, são adotados os métodos de equilíbrio limite, que se fundamentam na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo considerada como corpo rígido-plástico, ou seja, rompe-se bruscamente, sem se deformar, na iminência de entrar em um processo de escorregamento (MASSAD, 2010).

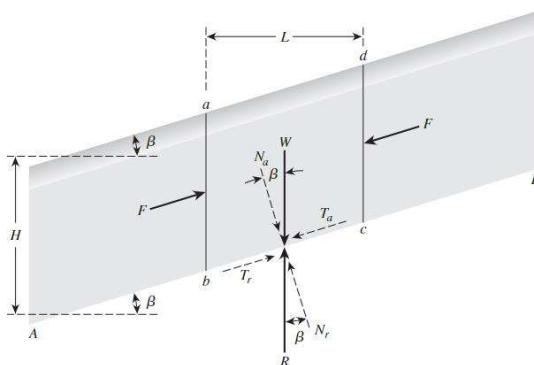
As tensões de cisalhamento induzidas são definidas por meio das equações de equilíbrio, que são válidas até a iminência da ruptura, quando o processo é dinâmico. A análise é finalizada com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão, determinando um fator de segurança (FS) constante ao longo de uma superfície de ruptura, ou seja, ignoram-se os fenômenos de ruptura progressiva (MASSAD, 2010).

De acordo com Pelaquim (2021), os principais métodos de equilíbrio limite são método do talude infinito, método de Culmann, método do círculo de atrito, método das cunhas e métodos das fatias.

### 2.2.1 Método do talude infinito

Quanto ao método do talude infinito, um talude é intitulado infinito quando a relação entre sua extensão e espessura for muito grande. Nesses casos, a linha potencial de ruptura será paralela à superfície do terreno. Na Figura 2.2, está apresentado o esquema de esforços envolvidos na análise de um talude infinito sem percolação, onde  $H$  é a espessura da massa instável,  $\beta$  é o ângulo de inclinação do talude,  $L$  é o comprimento de uma fatia,  $W$  é o peso do elemento de solo, dado pela multiplicação de seu volume ( $LH$ ) e seu peso específico ( $\gamma$ ),  $R$  é a força de reação ao peso,  $N_a$  força perpendicular ao plano potencial de ruptura,  $T_a$  é a força paralela ao plano potencial de ruptura, a qual tende a mobilizar o escorregamento, e  $T_r$  e  $N_r$  são as componentes tangencial e normal, respectivamente, da força  $R$  (PELAQUIM, 2021).

Figura 2.2 - Esforços atuando no talude infinito sem percolação.



Fonte: Das (2007).

De modo genérico, a partir da razão entre os esforços resistentes e atuantes, pode-se obter o FS, conforme a Equação (2.2).

$$FS = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (2.2)$$

Onde  $c$  é a coesão do solo,  $\gamma$  é o peso específico do solo,  $H$  é a espessura da massa instável,  $\beta$  é o ângulo de inclinação do talude e  $\phi$  é o ângulo de atrito interno do solo (PELAQUIM, 2021).

Na presença de solos puramente granulares ( $c'=0$ ), a primeira parcela da Equação (2.2) torna-se zero e, o fator de segurança é calculado a partir da relação entre tangente do ângulo de atrito efetivo do solo e a tangente do ângulo de inclinação do talude. Nesse sentido, o talude é considerado estável quando  $\beta < \phi'$  (PELAQUIM, 2021).

A espessura crítica é a profundidade do plano em que ocorre o equilíbrio crítico ( $FS = 1$ ), que pode ser calculada pela Equação 2.3 (PELAQUIM, 2021).

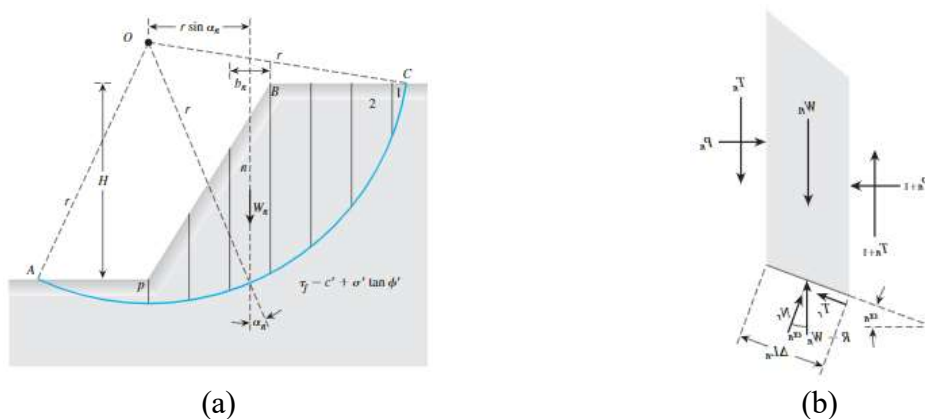
$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \quad (2.3)$$

Logo, considerando a presença ou não de água no perfil ou de sobrecarga, outras formulações a serem empregadas nas resoluções de problemas envolvendo esses taludes podem ser consultadas na bibliografia, uma vez que essas formulações já consideram suas particularidades e podem ser utilizadas de modo direto (PELAQUIM, 2021).

### 2.2.2 Método das fatias

Outra variante do método de equilíbrio-limite, é o método das fatias, também denominado método sueco ou método das lamelas, que foi baseado na divisão de um volume de solo, situado acima de uma superfície de ruptura circular, em fatias verticais (Figura 2.3.a), sendo realizada posteriormente uma análise desse volume de material (GUIDICINI, NIEBLE, 1984). Na Figura 2.3.b, é possível visualizar as forças atuantes em uma fatia, ao se considerar um comprimento unitário perpendicular à seção transversal apresentada.

Figura 2.3 – (a) Superfície de ruptura tentativa e (b) Forças atuantes na  $n$ -ésima fatia.



Fonte: Das (2007).

O fator de segurança mínimo é encontrado ao se realizarem diversas tentativas com diferentes centros para o círculo de ensaio, por meio da Equação (2.4) (DAS, 2007).

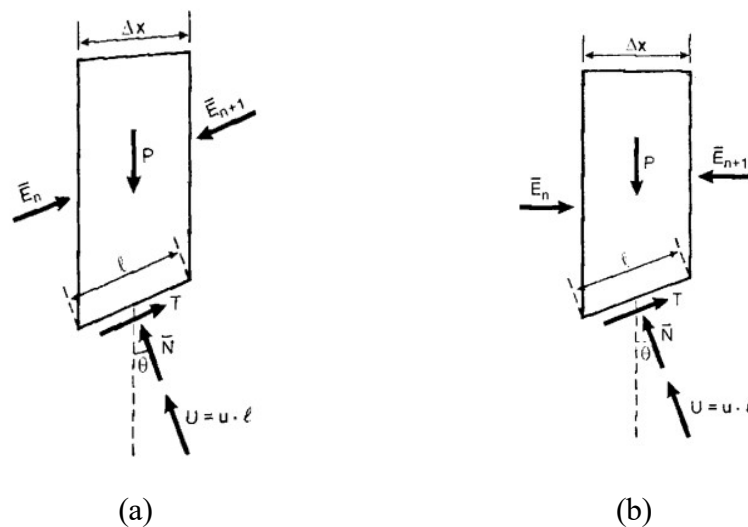
$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad (2.4)$$

Onde  $W_n$  o peso da fatia,  $N_r$  a componente normal da reação  $R$ ,  $T_r$  a componente tangencial da reação  $R$ ,  $P_n$  e  $P_{n+1}$  as forças normais que atuam nas faces da fatia,  $T_n$  e  $T_{n+1}$  as forças de cisalhamento que atuam nas faces da fatia (DAS, 2007).

De acordo com Massad (2010), com um balanço de forças atuantes e resistentes, é possível estabelecer que o método apresenta  $(5n-2)$  incógnitas e  $3n$  equações, sendo então, um problema estaticamente indeterminado. Dessa forma, são adotadas hipóteses simplificadoras para o esquema de forças, como o método de Fellenius, de Bishop Simplificado e de Morgenstern-Price.

As simplificações de Fellenius e Bishop Simplificado se diferenciam pela direção da resultante das forças laterais atuantes nas faces verticais das lamelas. Para o método de Fellenius, a resultante é paralela à base das lamelas (Figura 2.4.a), enquanto para o método de Bishop Simplificado, esta resultante é horizontal (Figura 2.4.b), sendo Fellenius mais conservativo do que Bishop Simplificado (MASSAD, 2010).

Figura 2.4 – (a) Lamela de Fellenius e (b) Lamela de Bishop.



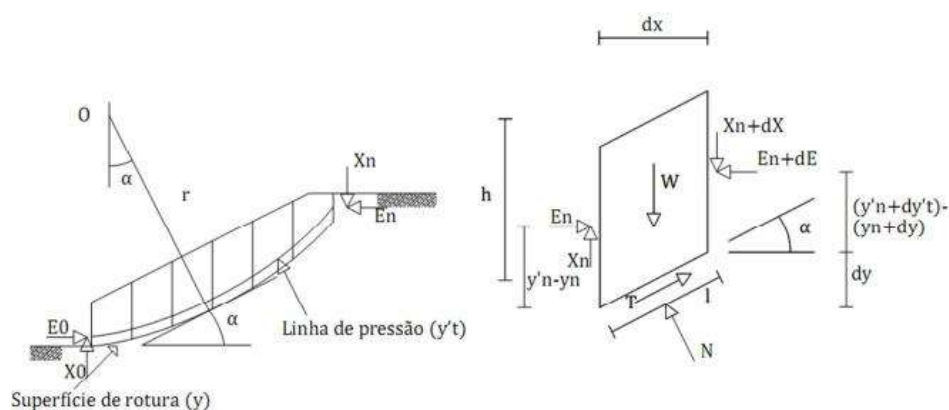
Fonte: Massad (2010).

No Método de Morgenstern-Price tem-se que a razão entre as componentes normal e tangencial das forças de interação entre fatias é representado pelo produto de uma função específica  $f(x)$  por um fator de escala  $(\lambda)$ . Nesse sentido, conforme as condições de equilíbrio

de forças verticais para fatias individuais e as condições de equilíbrio de momentos para toda a massa, tem-se duas equações de equilíbrio com duas incógnitas, tornando então o problema determinado. Entretanto, a resolução de FS e  $\lambda$  é muitas vezes complexa, pois as equações de equilíbrio são não lineares. Logo, faz-se necessário a implementação de um algoritmo eficiente para computação dos valores de FS e de  $\lambda$  (FREITAS, 2011).

Ainda, são satisfeitas todas as condições de equilíbrio e de fronteira, classificando o método de Morgenstern-Price como rigoroso, sendo ele o mais utilizado nas verificações. Além disso, a superfície crítica pode possuir formas distintas, e nas análises aplica-se a metodologia das fatias, por meio de cálculos computacionais complexos e de procedimentos iterativos (SILVA, 2019).

Figura 2.5 – Método de Morgenstern-Price: forças aplicadas a uma fatia de solo



Fonte: Freitas (2011).

### 2.3 Métodos de estabilização de taludes

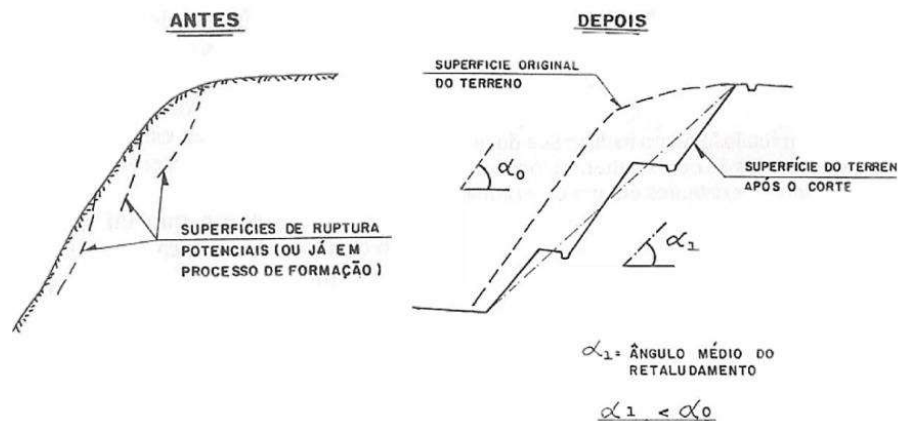
As soluções de estabilização mais antigas incluem retaludamento, drenagem e proteção superficial, e estruturas de contenção com muros de arrimo. Podem ainda ser exemplificadas como obras de estabilização, tirantes protendidos, estacas-raiz, muros de concreto armado, terra armada e aterros reforçados (OLIVEIRA; BRITO, 1998).

Para conter a instabilização de taludes e/ou assegurar sua estabilidade ao longo do período de projeto, uma solução é a implantação do retaludamento que é uma obra de estabilização de taludes mais utilizada devido à sua simplicidade e eficácia (PELAQUIM, 2021). Essa técnica consiste em um processo de terraplanagem, no qual a geometria do talude original é alterada por meio de cortes e aterros, fazendo-se um jogo de pesos, de modo a aliviá-los junto à crista e acrescentá-los junto ao pé do talude como forma de contrapeso/berma a fim de garantir um efeito estabilizador (MASSAD, 2010).



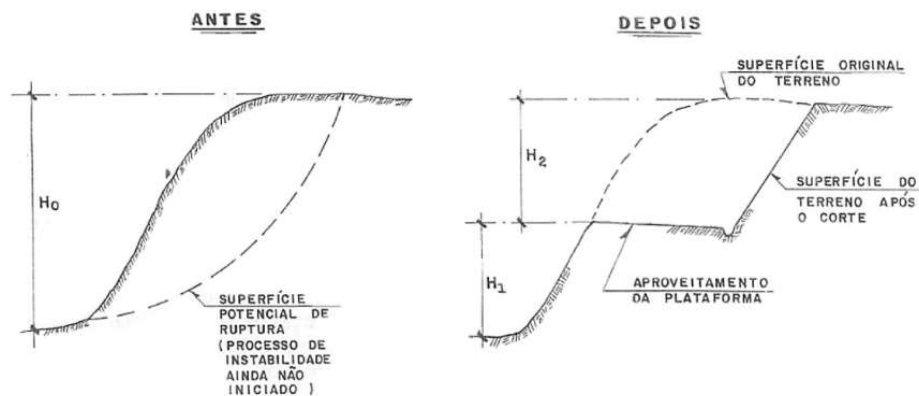
Em certas situações quando o horizonte instável é uma capa delgada de solo, é mais econômico e mais fácil alterar a geometria do talude pela remoção do material instável. Entretanto, a utilização dessa solução necessita de uma análise minuciosa, em função da remoção da camada vegetal existente para a realização de cortes e exposição de superfície propícia aos processos erosivos e a infiltração de água, além da possibilidade da intercepção do lençol freático (PELAQUIM,2021). Nas Figura 2.6 e Figura 2.7 estão apresentados, respectivamente, retaludamento com suavização da inclinação do talude e com redução da altura do talude.

Figura 2.6 - Retaludamento com abrandamento da inclinação do talude



Fonte: Adaptada por DER – SP (1991) e citados por Pelaquim (2021).

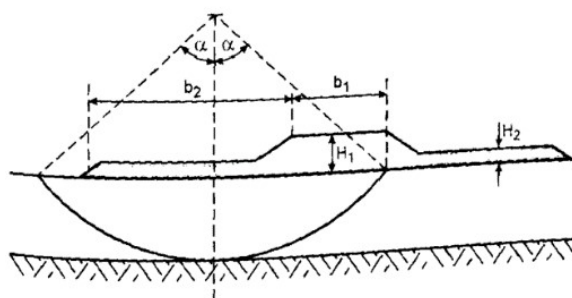
Figura 2.7 - Retaludamento com redução da altura do talude.



Fonte: Adaptada por DER – SP (1991) e citados por Pelaquim (2021).

Outro método de estabilização é a construção de bermas de equilíbrio (Figura 2.8), que são aterros laterais de contrapeso, que se opõem a uma possível ruptura rotacional do talude principal (MASSAD, 2010).

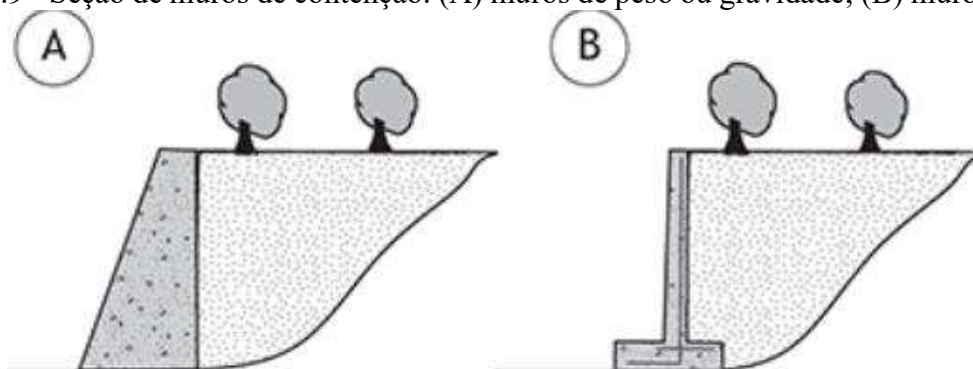
Figura 2.8 – Berma de equilíbrio



Fonte: Massad (2010).

As estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical apoiadas em uma fundação rasa ou profunda são denominadas de muros. Os muros podem ser projetados em seção plena, sendo conhecidos como muros de peso ou gravidade (Figura 2.9). Os muros em seção mais esbelta, denominados muros à flexão, requerem a utilização de armadura para resistirem aos momentos impostos pelo empuxo do solo e podem ser construídos com ou sem contrafortes e/ou tirantes, com a finalidade de aumentar a inércia e, conseqüentemente, a sua estabilidade (GERSCOVICH, DANZIGER, SARAMAGO, 2019). Tais estruturas são geralmente executadas em concreto armado, sob forma de L ou T invertido (MASSAD, 2010).

Figura 2.9 - Seção de muros de contenção: (A) muros de peso ou gravidade; (B) muros a flexão

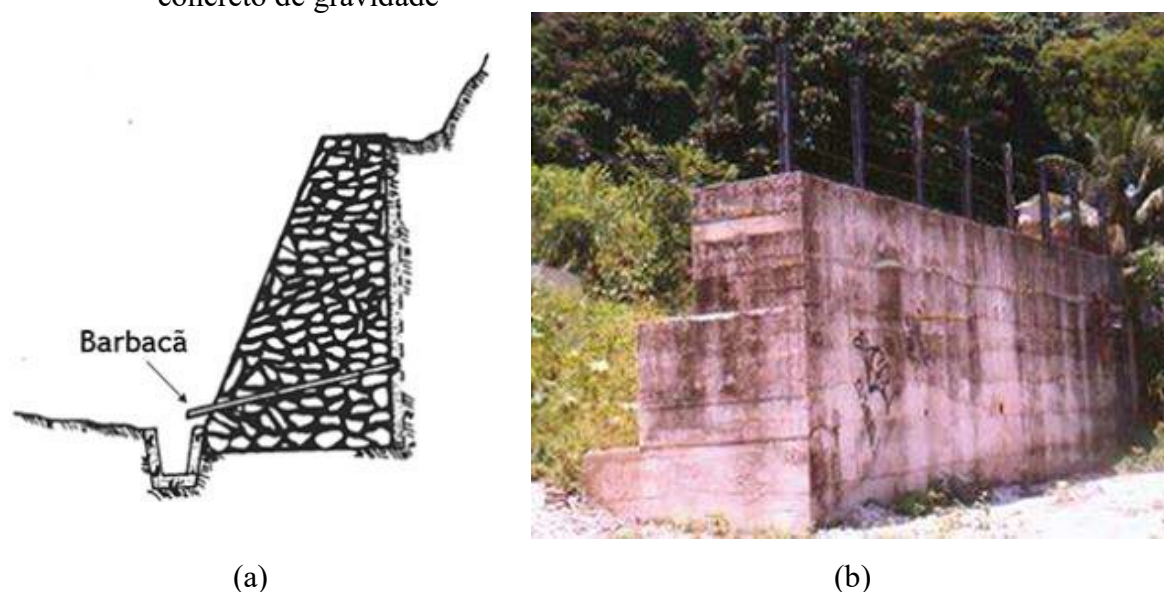


Fonte: (Gerscovich, Danziger, Saramago, 2019)

Os muros de peso ou muros de gravidade são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Logo, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 m. Eles podem ser executados em diferentes materiais, como pedra, concreto simples ou armado, gabiões, pneus usados (PELAQUIM, 2021), alvenaria, solo reforçado, sacos de solo-cimento e outros (GERSCOVICH, DANZIGER, SARAMAGO, 2019).

Duas soluções comuns em muros de gravidade são os muros de concreto ciclópico e os muros de solo reforçado. Os muros de concreto ciclópico são estruturas construídas mediante o preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de várias dimensões (Figura 2.10Figura 2.9). Essas contenções apresentam seção transversal trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da sua altura. Logo, muros com faces inclinadas ou em degraus podem gerar uma economia significativa de material e, geralmente são viáveis economicamente quando a altura é inferior a 4 m, além de necessitar de um sistema adequado de drenagem devido à sua impermeabilidade (GERSCOVICH, DANZIGER, SARAMAGO, 2019).

Figura 2.10 - Muro de concreto ciclópico ou de gravidade: a) Seção transversal; b) Muro de concreto de gravidade



Fonte: Adaptado de Gerscovich, Danziger, Saramago (2019).

Relativamente ao muro de gravidade em concreto, evidencia-se que eles possuem uma facilidade de construção, baixo custo, sistema durável e seguro, e uma não necessidade de equipamentos complexos e mão de obra qualificada. Como desvantagens, apresentam limitação de altura, tornando-se inviáveis devido ao alto custo para maiores alturas (ANDRADE, 2018).

Os muros de solo reforçado são contenções de gravidade que se caracterizam pela compactação de camadas de solo intercaladas por reforços com elevada resistência à tração, sendo os mais utilizados elementos metálicos e geossintéticos (Figura 2.11) (PELAQUIM, 2021). Logo, esse sistema de contenção associa a resistência à tração do reforço empregado com a boa resistência à compressão e ao cisalhamento do solo, sendo possível construir contenções com paramentos de grandes alturas (GERSCOVICH, DANZIGER, SARAMAGO, 2019).

Figura 2.11 – Muro de solo reforçado: a) Seção transversal; b) Muro de solo reforçado



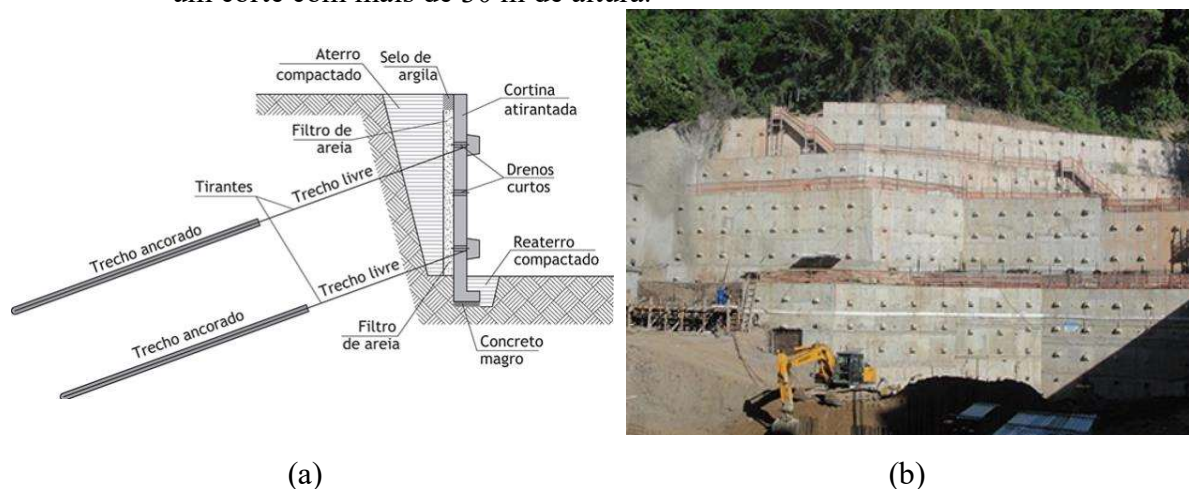
Fonte: a) Gerscovich, Danziger, Saramago (2019); b) Geo Soluções (2020)

Elias, Christopher e Berg (2001) enumeram como vantagens do método o baixo custo, a facilidade construtiva, a tolerância à recalques da fundação e o prazo de execução reduzido. Avesani Neto et al. (2013) complementam que uma grande vantagem do método é a possibilidade de usar o solo local para compactação em camadas, aumentando sua competitividade se comparado a soluções convencionais (muros de arrimo, gabiões). Massad (2010), contudo, contrapõe que alguns solos podem ser considerados inservíveis à compactação, como solos saturados, com matéria orgânica e os solos turfosos, devendo-se também evitar solos micáceos e saibrosos.

Outra solução de estabilização é a cortina atirantada, composta de uma parede de concreto armado, geralmente na vertical, e tirantes, que são ancorados no terreno após a SPR (Figura 2.12.a). Os tirantes são tracionados, por macaco hidráulico, até uma carga definida em projeto e fixados na parede de concreto por meio de um sistema de placas e porcas. Essa carga nos tirantes atuará contra a parede de concreto e o carregamento será responsável por se contrapor ao empuxo e garantir a estabilidade do solo arrimado (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2019).

Os tirantes podem ser monobarras de aço, cordoalhas ou fios. Eles são implantados com inclinações em relação à horizontal, compreendendo entre  $15^\circ$  e  $30^\circ$ , a fim de facilitar o processo executivo, entretanto podem ser utilizadas outras inclinações. São formados por trecho livre e trecho ancorado ou bulbo, sendo o comprimento do bulbo adotado como  $L_B$ , onde esse transmite a carga para o solo (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2019). Além disso, possuem como grande benefício o fato de, com elementos de pequeno porte, promover elevadas cargas, além de dispor de uma simplicidade executiva, com peças de fácil manejo e relativamente simples (HACHICH et al., 1998).

Figura 2.12 – Cortina atirantada: a) Seção transversal; b) Cortina atirantada na estabilização de um corte com mais de 30 m de altura.



Fonte: (a) Gerscovich, Danziger, Saramago (2019); (b) Foto de Terra e Engenharia, Gerscovich, Danziger, Saramago (2019).

A espessura das paredes de concreto armado da cortina atirantada é definida na elaboração do projeto estrutural da parede em função do puncionamento e dos momentos ao longo do painel. Além de variarem de 20 cm a 40 cm, conforme as cargas dos tirantes e os espaçamentos das ancoragens. Segundo Yassuda e Dias (1998), as primeiras obras de contenção com cortinas atirantadas foram executadas no Rio de Janeiro, em Copacabana, na estrada Rio – Teresópolis e na estrada Grajaú – Jacarepaguá, no fim de 1957.

Segundo a NBR 5629 – Tirantes ancorados no terreno - Projeto e execução (ABNT, 2018), o dimensionamento do tirante se baseia na definição de seus elementos básicos (como cabeça, trecho livre e trecho ancorado) para resistir aos esforços do projeto. Em relação a seção da armadura de aço, ela deve ser calculada para suportar o máximo esforço ao qual os tirantes são submetidos, tendo como definição, para tirantes permanentes, a tensão admissível apresentada na Equação (2.5).

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \cdot 0,9 \quad (2.5)$$

Onde,  $\sigma_{adm}$  é a tensão admissível no aço e  $f_{yk}$ , a resistência característica do aço ao escoamento.

Para se obter a carga de trabalho ( $F_t$ ), utiliza-se a Equação (2.6), onde considerou-se que a tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) é dada pela carga de trabalho ( $F_t$ ) sobre a área da seção transversal útil da barra ( $A_s$ ).

$$\sigma_{adm} = \frac{F_t}{A_s} \quad (2.6)$$

De acordo com a NBR 16920-1 – Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros (ABNT, 2020), para barras de aço de seção circular, o diâmetro útil deve ser o diâmetro nominal menos duas vezes a espessura de sacrifício. Assim, o cálculo do diâmetro é realizado através da Equação (2.7).

$$D = \phi_{barras} - 2 \cdot esp. \text{ sacrifício} \quad (2.7)$$

De acordo com o Manual Técnico de Encostas: Ancoragens e Grampos (GEORIO, 2014), o dimensionamento das dimensões do trecho ancorado deve ser feita com base na experiência de ensaios de arrancamento, ou na ausência de experiência específica, pode-se basear o dimensionamento em trabalhos como os de Bustamante e Doix (1985), que afirmam, por meio dos seus 120 experimentos realizados, que a tensão na ancoragem é função da tensão cisalhante ao longo da área lateral do bulbo de ancoragem, conforme apresentado na Equação (2.8).

$$T_{m\acute{a}x} = q_s \cdot \pi \cdot D_{furo} \cdot L_B \quad (2.8)$$

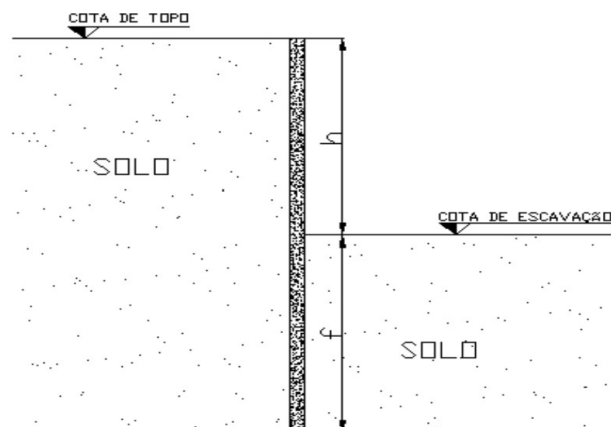
Onde  $T_{m\acute{a}x}$  corresponde à força máxima obtida no ensaio,  $q_s$  é o atrito unitário no contato bulbo-solo,  $D_{furo}$  é o diâmetro do furo e  $L_B$  é o comprimento do trecho ancorado.

Por fim, o cálculo da adesão solo-tirante é determinado pela Equação (2.9).

$$a \text{ (Bond Strength)} = q_s \cdot \pi \cdot D_{furo} \quad (2.9)$$

As cortinas são um sistema onde ocorre a cravação ou escavação no solo de estacas, perfis ou chapas adjacentes, de forma a se possibilitar engates laterais para que se interliguem formando uma cortina ou “ficha” (f) (Figura 2.13). De acordo com Hachich et al. (1998), cortinas em balanço resistem ao empuxo mediante o engastamento no solo, devendo existir uma ficha mínima necessário para o equilíbrio da cortina. O dimensionamento de cortinas é realizado pela resistência ao tombamento, por meio do comprimento da ficha que mobiliza o solo abaixo da cota de fundo da escavação para se opor aos efeitos do empuxo ativo do maciço (tombamento e deslizamento), e resistência à flexão, para os deslocamentos decorrentes de esforços oriundos dos empuxos laterais do maciço (LIMA, 2020).

Figura 2.13 – Corte típico de uma cortina



Fonte: Simões (2015).

São tratadas como estruturas flexíveis e distinguem-se entre si de acordo com o material adotado, método de suporte e sequência executiva da parede. Nesse sentido, elas são classificadas conforme o material utilizado em madeira, aço, concreto armado, sintéticos, entre outros (PELAQUIM, 2021).

As cortinas de madeira são as mais antigas, utilizadas nas obras marítimas do Império Romano. Desse modo, juntamente com as cortinas de concreto armado, foram muito utilizadas em paredes de altura modesta. Contudo, atualmente, as cortinas de concreto restringem-se a estruturas pequenas ou secundárias, enquanto a de madeira é raramente utilizada (THORESEN, 2003).

Quando executadas em chapas lisas ou corrugadas, recebem o nome de cortina de estacas-prancha. Segundo Cunha (2009), as estacas-prancha metálicas são as mais utilizadas, pois permitem maiores profundidades, são reutilizáveis, possuem fácil instalação e ótima estanqueidade. Desse modo, são formadas por perfis metálicos laminados com seções em forma de U ou Z com encaixes longitudinais que constituem paredes contínuas pela justaposição destas peças (Figura 2.14). São muito empregadas em muros de cais, pela facilidade de execução e condições de acesso.

Figura 2.14 – Perfis metálicos: a) Perfil em U; b) Perfil em Z.



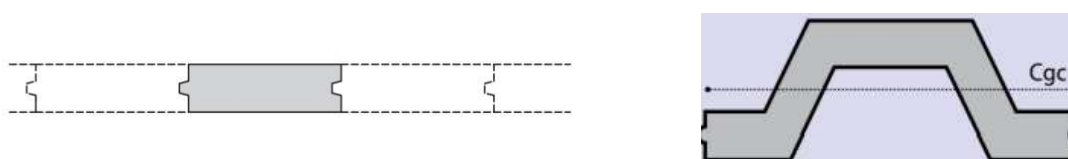
Fonte: Adaptado Cunha (2009).

As cortinas em concreto pré-moldado, quando comparadas aos outros materiais, estão submetidas a maiores tensões de flexão em função da alta rigidez (TENG, 1962). Além disso, podem ser formadas por elementos idênticos, como perfis retangulares e ondulados, ou ainda combinadas, associando 2 ou mais perfis distintos (Figura 2.15). Logo, os perfis ondulados apresentam maior momento de inércia e, conseqüentemente, maior resistência à flexão, possibilitando estacas de maior comprimento (TENG, 1962).

Figura 2.15 – Sequência executiva de Estaca-Prancha de concreto armado.

a) Estaca-Prancha de concreto retangular.

b) Estaca-Prancha de concreto – Perfil W.



Fonte: Adaptado Buettgen (2022).

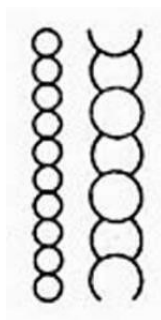
Já as cortinas de estacas justapostas ou secantes, referem-se a estacas que podem ser escavadas, denominadas secantes ou tangentes, ou cravadas lado a lado, podendo ter ou não um encaixe longitudinal. Além disso, são comumente solidarizadas por viga de amarração ao longo de sua superfície (HACHICH et al., 1998). São comumente empregadas em locais onde existem limitações de espaço, uma vez que garante a indeslocabilidade de todo o maciço ao redor da obra, garantindo segurança a construções vizinhas existentes (ANTUNES, 2007).

Para a estrutura, podem ser utilizadas estacas escavadas a seco, estacas raiz, hélice contínua (LIMA, 2020). A depender das características do terreno e das condições das construções adjacentes a obra, a cravação das cortinas de estacas-prancha pode gerar vibrações indesejáveis. As cortinas de estacas escavadas moldadas in loco podem ser executadas próximas à divisa por todo o perímetro dos terrenos, sem desconfinar o solo adjacente, e sem provocar vibrações (DUTRA, 2015).

As cortinas em estacas hélice contínua, assim como as cortinas constituídas por estacões, apresentam um processo executivo sem provocar vibrações. As cortinas em estacas raiz são executadas com equipamentos de pequeno porte, e utilizadas quando outros sistemas se tornam inviáveis por problemas de acesso de maquinários ou condições adversas do subsolo (HACHICH et al., 1998). Além disso, as estacas raiz refletem um método viável para execução da cortina, por retratar a utilização de um aparato em menores dimensões, e ainda assegurar uma minimização da geração de vibrações capazes de influenciar as edificações adjacentes (ANTUNES, 2007).



Figura 2.16 – a) Perfil de estacas justapostas tangentes e secantes; b) Cortina de estacas secantes



(a)



(b)

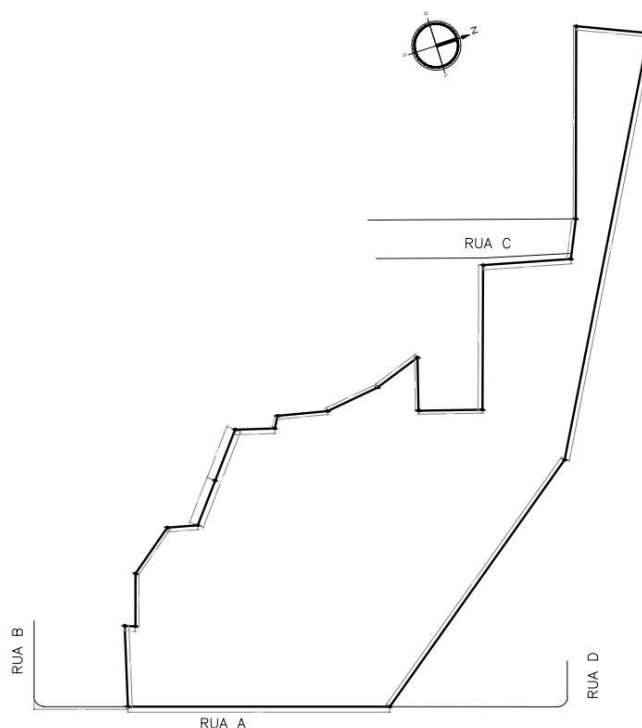
Fonte: (a) Adaptado de Hachich et al. (1998); (b) CZM Foundation Equipament (2015).

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Local de estudo

O local de estudo deste presente trabalho consiste em um empreendimento residencial, situado no perímetro urbano de Lavras/MG estando localizado no centro da cidade. Na Figura 3.1 está apresentado o croquis do terreno da área estudada.

Figura 3.1 – Croquis do local de estudo



Fonte: Das Autoras (2023).

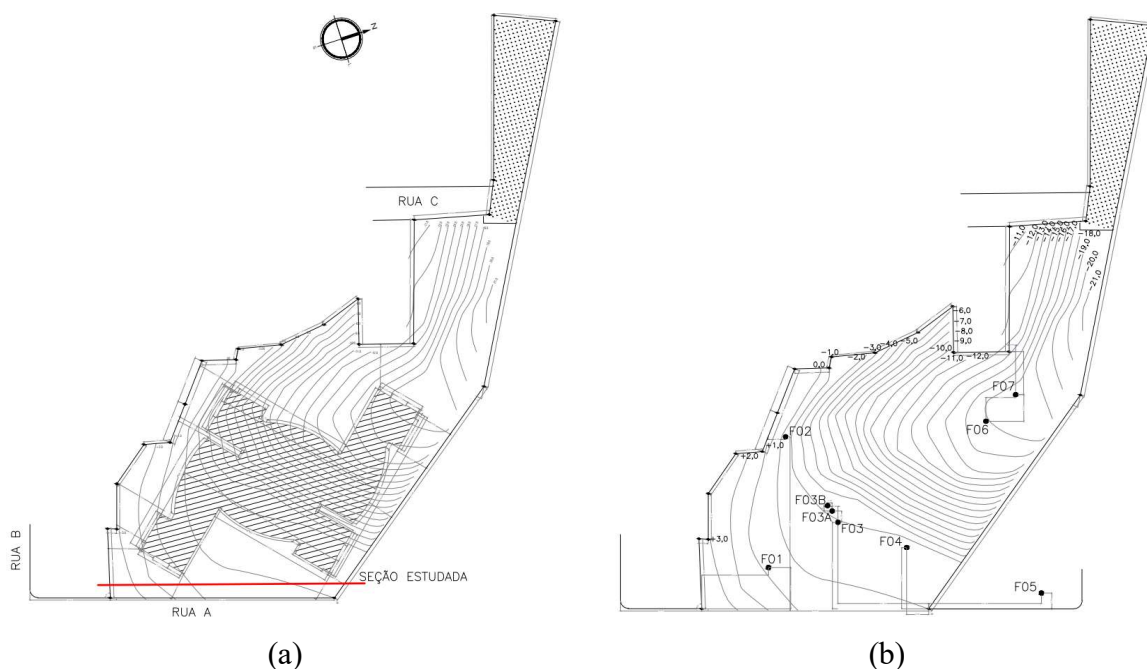
#### 3.2 Seção Estudada e Estratigrafia

O terreno investigado compreende uma topografia evidenciada através das curvas de nível. Por meio dessas curvas de nível, foi possível determinar a seção a ser estudada, adotando para isso o local onde haveria a maior escavação para execução do projeto, uma vez que a obra utilizaria a cota mais baixa da Rua A, como cota de referência (Figura 3.2.a).

A seção de maior inclinação não foi definida como seção estudada, uma vez que essa inclinação resultava em um desnível pequeno, mesmo após as escavações necessárias para o projeto. Em virtude de o objetivo incluir a análise da implementação do empreendimento, e não a seção crítica do terreno natural, tal seção não foi utilizada.

Em relação ao perfil do subsolo do local de estudo, foram disponibilizados relatórios de sondagens de simples reconhecimento com o SPT – *Standard Penetration Test* pelos empreendedores, cujas locações dos furos estão dispostas na Figura 3.2.b.

Figura 3.2 – (a) Curvas de nível e localização da seção estudada, (b) Localização dos furos de sondagem



Fonte: (a) Responsáveis pelo empreendimento (2022), (b) Das Autoras (2023).

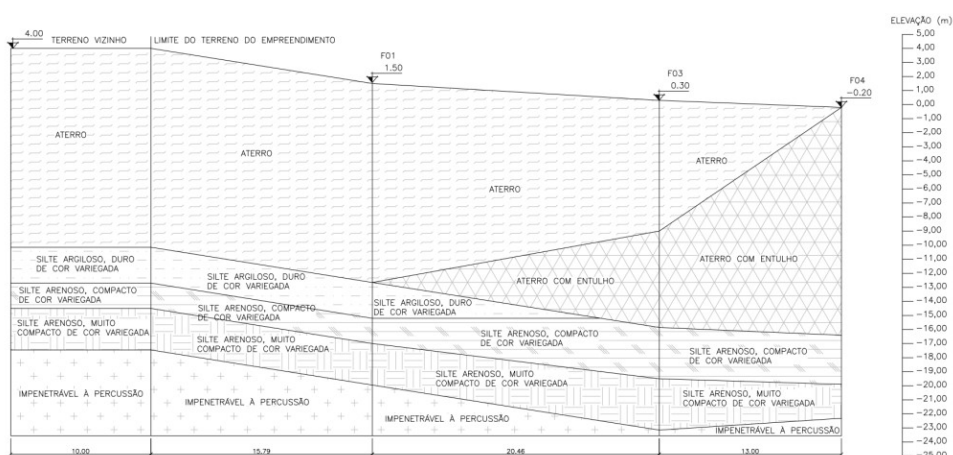
Segundo a NBR 8036 Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios (ABNT, 1983), devem ser realizadas: (i) uma sondagem para cada 200 m<sup>2</sup> de área da projeção em planta do edifício (até 1.200 m<sup>2</sup> de área); (ii) uma sondagem para cada 400 m<sup>2</sup> que excederem de 1.200 m<sup>2</sup> (entre 1.200 m<sup>2</sup> e 2.400 m<sup>2</sup>) e (iii) fixado de acordo com o plano particular da construção (acima de 2.400 m<sup>2</sup>), sendo, em quaisquer circunstâncias, um valor mínimo de duas sondagens para área da projeção em planta do edifício até 200 m<sup>2</sup> e três para área entre 200 m<sup>2</sup> e 400 m<sup>2</sup>. Sendo a área da projeção em planta do empreendimento de 1.630,80 m<sup>2</sup>, deveriam ser realizadas 8 sondagens. Logo, o plano de investigações se encontra de acordo com a norma.

Para a determinação da estratigrafia, selecionaram-se três furos que se encontravam localizados próximos a seção (F01, F03, F04), e foram avaliados dados referentes a classificação do material (incluindo composição e coloração do solo), declividade, cota da boca do furo de sondagem, nível d'água e profundidade limite do furo. Assim, elaborou-se um perfil estratigráfico simplificado para representar a seção estudada, correlacionando as características das camadas, de maneira a agrupar aquelas que possuíam classificações semelhantes. Além

disso, foi realizado um prolongamento da seção dentro dos limites do terreno, respeitando sua inclinação, e um prolongamento de 10 m para o terreno vizinho, utilizando os dados referentes ao local estudado, uma vez que não eram conhecidas as informações da área adjacente.

Desta maneira, teve-se como resultado o perfil apresentado na Figura 3.3, compreendendo três diferentes tipos de solos, uma camada de aterro, e uma camada de aterro com entulho. O nível d'água não foi considerado no dimensionamento, por se encontrar abaixo da camada de suporte. Visto que a configuração real entre camadas do terreno estudado não é conhecida, optou-se por fazer uma interpolação com linhas retas entre furos de sondagem. É válido ressaltar que solos costumeiramente não apresentam estratigrafia em linhas retas e, para trabalhos futuros, podem ser realizadas suavizações.

Figura 3.3 – Seção estudada



Fonte: Das Autoras (2023).

### 3.3 Parâmetros geotécnicos

Rocha et al. (2002) avaliaram, através de um ensaio de cisalhamento direto, com amostras saturadas, os parâmetros de resistência ao cisalhamento de cinco classes de solos da região de Lavras/MG (Tabela 3.1), sendo LVdf - latossolo vermelho distroférico, LVd - latossolo vermelho distrófico, LVAd - latossolo vermelho-amarelo distrófico, PVAd - argissolo vermelho-amarelo distrófico típico e CXbd - cambissolo háplico tb distrófico típico.

Por meio da análise do percentual de argila, areia e silte de cada classe de solo, adotou-se para a camada de silte argiloso duro os parâmetros de um CXbd. Para o silte arenoso compacto, LVAd, e para o silte arenoso muito compacto, PVAd, devido a um maior valor encontrado de coesão.

Tabela 3.1 – Parâmetros dos solos do município de Lavras/MG.

Classe de solo	Ds ( $kg\ dm^{-3}$ )	Argila ( $g\ kg^{-1}$ )	Argila ( $g\ kg^{-1}$ )	Argila ( $g\ kg^{-1}$ )	Ângulo de atrito, $\phi$ ( $^{\circ}$ )	Coesão, c (kPa)
LVdf	1,15	570	160	270	23,75	12,56
LVd	1,12	570	250	180	6,30	38,39
LVAd	1,31	310	460	230	11,30	40,68
PVAd	1,29	370	390	240	7,80	42,39
CXbd	1,19	396	150	460	8,97	33,39

Fonte: Adaptado de Rocha et al. (2002).

Quanto às camadas de aterro, foi adotada a proposta de Remédio (2014), onde foram estudados parâmetros geotécnicos para um aterro no município de Atibaia/SP. O autor ressalta que para definição dos parâmetros, não foram identificadas propostas onde são diferenciados os tipos de materiais presentes nos aterros. Foram admitidos como parâmetros os valores de Benvenuto e Cunha (1991, citados por REMÉDIO, 2014), apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Parâmetros geotécnicos para aterro de resíduos

Coesão	Ângulo de atrito	Peso Específico
13,50 kPa	22,00 $^{\circ}$	13,00 kN/m $^3$

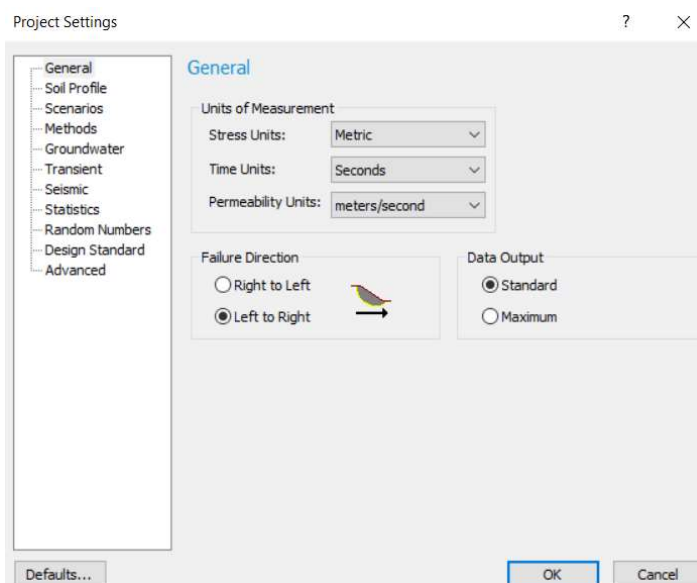
Fonte: Adaptado de Remédio (2014).

Em ensaios com resíduos, usualmente fazem-se suposições para valores de coesão e ângulo de atrito, considerando-os como puramente coesivos ( $\phi = 0$ ) ou puramente não coesivos ( $c = 0$ ) (CARVALHO, 1999). De acordo com Calle (2007, citado por REMÉDIO, 2014), os resíduos apresentam um alto índice de vazios. Dessa forma, para a camada de aterro com entulho existente, considerou-se que para essa camada a coesão seria nula.

### 3.4 Análises de estabilidade

Os cálculos de estabilidade global do talude foram realizados por meio do programa computacional *Slide 2* da plataforma Rocscience, que utiliza Método de Equilíbrio-Limite. Determinou-se rompimento em superfície não-circular pelo método de Morgenstern-Price com direção de falha ocorrendo da esquerda para a direita, conforme ilustrado na Figura 3.4.

Figura 3.4 – Definição da direção da superfície potencial de ruptura (SPR).



Fonte: Das Autoras (2023).

Primeiramente, calculou-se o fator de segurança para o terreno natural, conforme a seção de estudo anteriormente descrita (Figura 3.3). Em seguida, com o intuito de determinar qual a profundidade máxima de escavação que o terreno suportaria sem contenção, foram calculados os fatores de segurança para a seção estudada, aplicando-se escavações sucessivas de 1,0 m cada, até o valor máximo de escavação do projeto (4,0 m) ou até o momento em que fosse encontrado um  $FS \approx 1,0$  (iminência de ruptura).

Em todas as análises foi considerada uma sobrecarga de 20 kPa, equivalente às edificações vizinhas, estando de acordo com as recomendações da NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009).

Vale ressaltar que no dimensionamento de estruturas de contenção é necessário realizar análises de estabilidade ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga e, em alguns casos, estabilidade interna. Contudo, tais análises não fizeram parte do escopo deste trabalho.

### 3.5 Propostas de estabilização

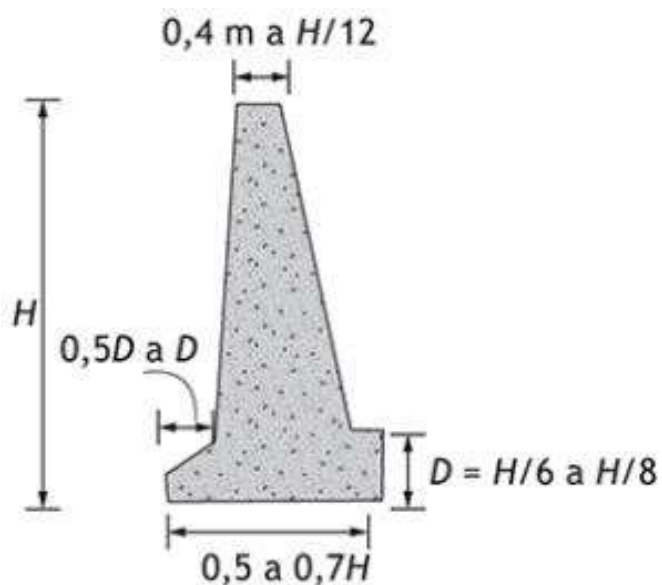
#### 3.5.1 Muro de concreto

Como primeira solução de estabilização, foi feito um dimensionamento de muro de concreto utilizando concreto com o software Slide 2 da plataforma Rocscience.

Primeiramente foi feita uma análise por meio do pré-dimensionamento proposto por Gerscovich, Danziger e Saramago (2019) apresentado na Figura 3.5, onde adotaram-se

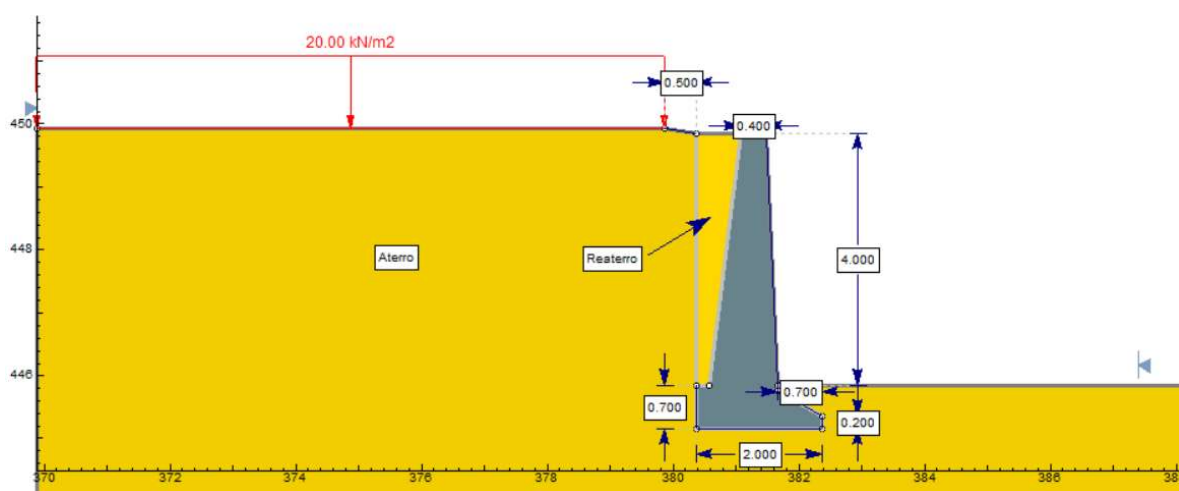
dimensões mínimas para a construção do muro de concreto respeitando as recomendações a favor da segurança (Figura 3.6).

Figura 3.5 – Pré-dimensionamento do muro de concreto.



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2019).

Figura 3.6 – Modelo de muro de concreto utilizado no software Slide 2.



Fonte: Das Autoras (2023).

Considerando um concreto de boa qualidade optou-se por utilizar coesão e ângulo de atrito elevados, pois desejou-se simular uma ruptura global, ocorrendo pela base do muro. Dessa forma, foram adotados uma coesão ( $c$ ) de  $90 \text{ kPa}$ , ângulo de atrito ( $\phi$ ) de  $89^\circ$  e peso específico ( $\gamma$ ) do concreto armado de  $25 \text{ kN/m}^3$ , com um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Implantação dos parâmetros no software Slide 2.

**Concreto**

Name:  Fill:   Hatch:

Unit Weight:  kN/m<sup>3</sup>  Saturated U.W.:  kN/m<sup>3</sup>

Strength Type:   $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi$

Strength Parameters

Cohesion:  kPa Phi:  degrees

Tensile Strength:  kPa

Water Parameters

Water Surface:  Ru Value:

Specify alternate strength type above water surface

Use strength type from:

Fonte: Das Autoras (2023).

### 3.5.2 Tirantes

A alternativa de estabilização com tirantes foi analisada conforme as recomendações da NBR 5629 – Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução (ABNT, 2018), a qual esclarece que os bulbos dos tirantes devem ser dimensionados para suportar a uma carga equivalente à de ensaio, ou seja, a carga de trabalho deve ser multiplicada pelo fator de 1,75, para os casos de tirantes permanentes.

Foi utilizado Aço Rocsolo ST 75/85 com uma seção plena e diâmetro de  $\varnothing$  36 mm, correspondentes a furos de 125 mm (Tabela 3.3). Além disso, adotou-se uma resistência ao puncionamento da placa igual a 235 kN (ANDRADE, 2021).

Tabela 3.3 – Tipos de aço utilizados no Brasil

Tipo de Aço	Tipo de Seção	$\varnothing_{aço}$ (mm)
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32
Dywidag ST 75/105		
CA 50	Reduzida com rosca	25/32
		25/32
Rocsolo ST 75/85	Plena	22/25/28/38/41

Fonte: Ortigão e Sayão (1999), citados por Franco (2010).



A capacidade de suporte dos tirantes ocorre na condição ativa, pois esses atuam na diminuição dos esforços de sollicitação no cálculo do FS. Contudo, diferentemente do adotado no dimensionamento de grampos, o manual do Slide 2 sugere adotar a capacidade de suporte admissível (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

Para se obter a carga de trabalho ( $F_t$ ), foi utilizada a Equação (2.6), e inicialmente, de acordo com o prescrito na NBR 5629 – Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução (ABNT, 2018), aplicaram-se os fatores de segurança, adotando a carga máxima de tração no aço dos tirantes ( $f_{yk}$ ) como 450 MPa (Equação (2.5)).

Para o cálculo da área da seção transversal útil da barra, considerou-se uma espessura de sacrifício do aço por corrosão superficial conforme solicita a NBR 16920-2 – Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados (ABNT, 2020). Consideraram-se as instalações de tirantes em um meio não agressivo com aterros compactados e vida útil de 50 anos. Para o cálculo do diâmetro utilizou-se a Equação (2.7) e em seguida foi possível calcular a capacidade de carga à tração do tirante através da Equação (2.6).

A tensão na ancoragem foi determinada conforme a Equação (2.8). Por fim, realizou-se o cálculo da adesão solo-tirante determinada pela Equação (2.9). Dessa forma, foram encontrados os parâmetros apresentados na Tabela 3.4.

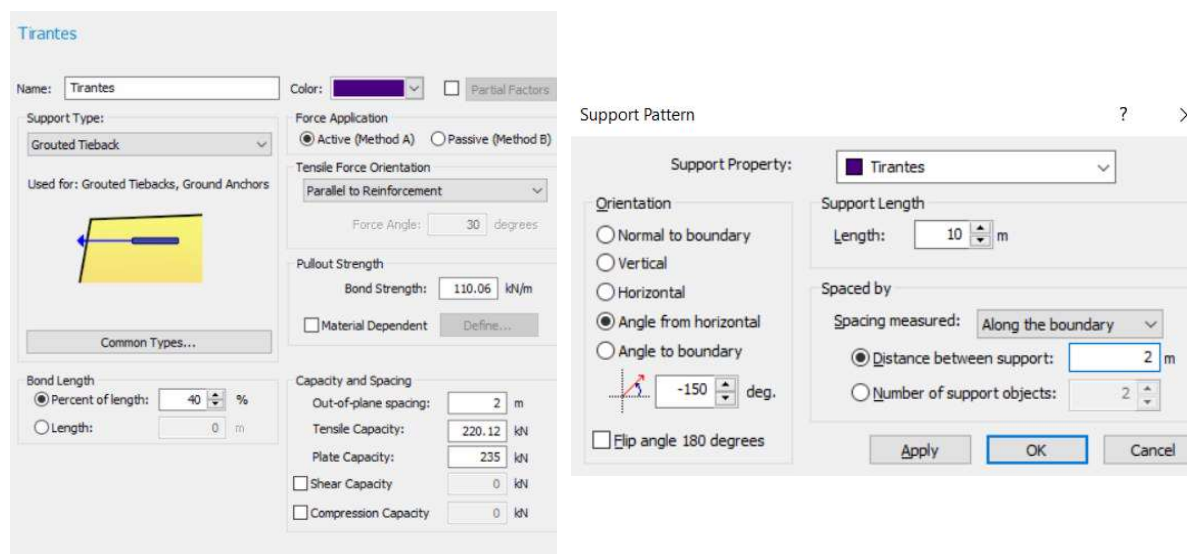
Tabela 3.4 – Parâmetros obtidos manualmente.

<b>Parâmetro</b>	<b>Resultado</b>
Diâmetro (D)	34,8 mm
Carga de trabalho ( $F_t$ )	220,12 kN
Carga de ensaio ( $F_i$ )	385,21 kN
Atrito unitário no contato bulbo-solo ( $q_s$ )	280,27 kN/m <sup>2</sup>
Tensão de arrancamento ( <i>Bond Strength</i> )	110,06 kN/m

Fonte: Das Autoras (2023).

De acordo com Mendes (2008), na prática, adota-se uma inclinação mínima dos tirantes com a horizontal de 10° para evitar dificuldades executivas como perfuração e injeção de calda de cimento. Já os valores de inclinação máxima são limitados em decorrência das construções vizinhas e da profundidade de ancoragem. Além disso, adotou-se um espaçamento horizontal ( $S_h$ ) e vertical ( $S_v$ ) de 2 m. A Figura 3.8 apresenta os parâmetros de entrada no software Slide 2, o qual define como tirante um de suporte denominado Grouted Tieback.

Figura 3.8 – Parâmetros de entrada de tirantes utilizados no software.



Fonte: Das Autoras (2023).

Dessa forma, com as cargas e espaçamentos definidos, o conjunto de tirantes gera uma estrutura com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos do terreno.

Com os mesmos parâmetros anteriormente descritos, foram realizadas posteriormente outras duas análises, variando os espaçamentos verticais entre tirantes ( $S_v$ ) e o espaçamento abaixo da superfície ( $e$ ):  $e=0,5$  m e  $S_v=1,5$  m de espaçamento; e  $e=1$  m  $S_v=1$  m.

### 3.5.3 Cortina

Como terceira proposta de estabilização, foi adotada uma cortina de estacas justapostas de concreto e estimada uma ficha com comprimento inicial de 1,5 m. Definiu-se concreto com baixa permeabilidade à água, onde o fator água-cimento deve ser de, no máximo 0,50. Ainda, a escavação foi realizada a 0,50 m de distância do terreno vizinho, de acordo com os dados enfatizados por Simões (2015), que destaca que os equipamentos para execução das estacas, como as do tipo raiz, exigem um afastamento da divisa de cerca de 40 a 60 cm, variando com o equipamento e diâmetros definidos.

A inserção da contenção no talude por meio do Software *Slide 2* ocorreu por meio da determinação de um material de concreto, onde atribuiu-se um valor de peso específico ( $\gamma$ ) de  $25\text{kN/m}^3$ , ângulo de atrito ( $\phi$ ) de  $89^\circ$  e coesão ( $c$ ) de  $90\text{kPa}$ , considerando um concreto de boa qualidade (Figura 3.9).

Figura 3.9 – Parâmetros de entrada de estacas utilizados no software.

**Concreto**

Name:  Fill:   Hatch:

Unit Weight:  kN/m<sup>3</sup>  Saturated U.W.:  kN/m<sup>3</sup>

Strength Type:   $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion:  kPa Phi:  degrees

Tensile Strength:  kPa

Water Parameters

Water Surface:  Ru Value:

Specify alternate strength type above water surface

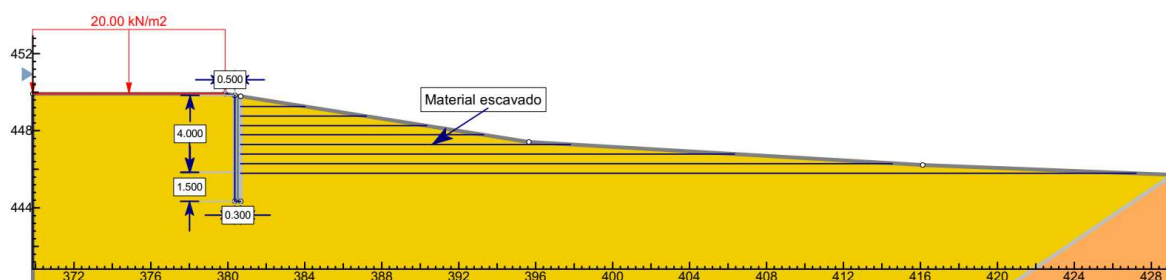
Use strength type from:

**Note: Material properties are shared across ALL groups and scenarios. (Exclusions: water parameters, anisotropic surface assignments)**

Fonte: Das Autoras (2023).

Em seguida, definiu-se a orientação da cortina de estacas de concreto na direção vertical com um comprimento de 5,5 m, sendo 4,0 m correspondentes a escavação e 1,5 m corresponde ao comprimento inicial da ficha adotada (Figura 2.13).

Figura 3.10 – Modelo ilustrativo da seção com a contenção.



Fonte: Das Autoras (2023).

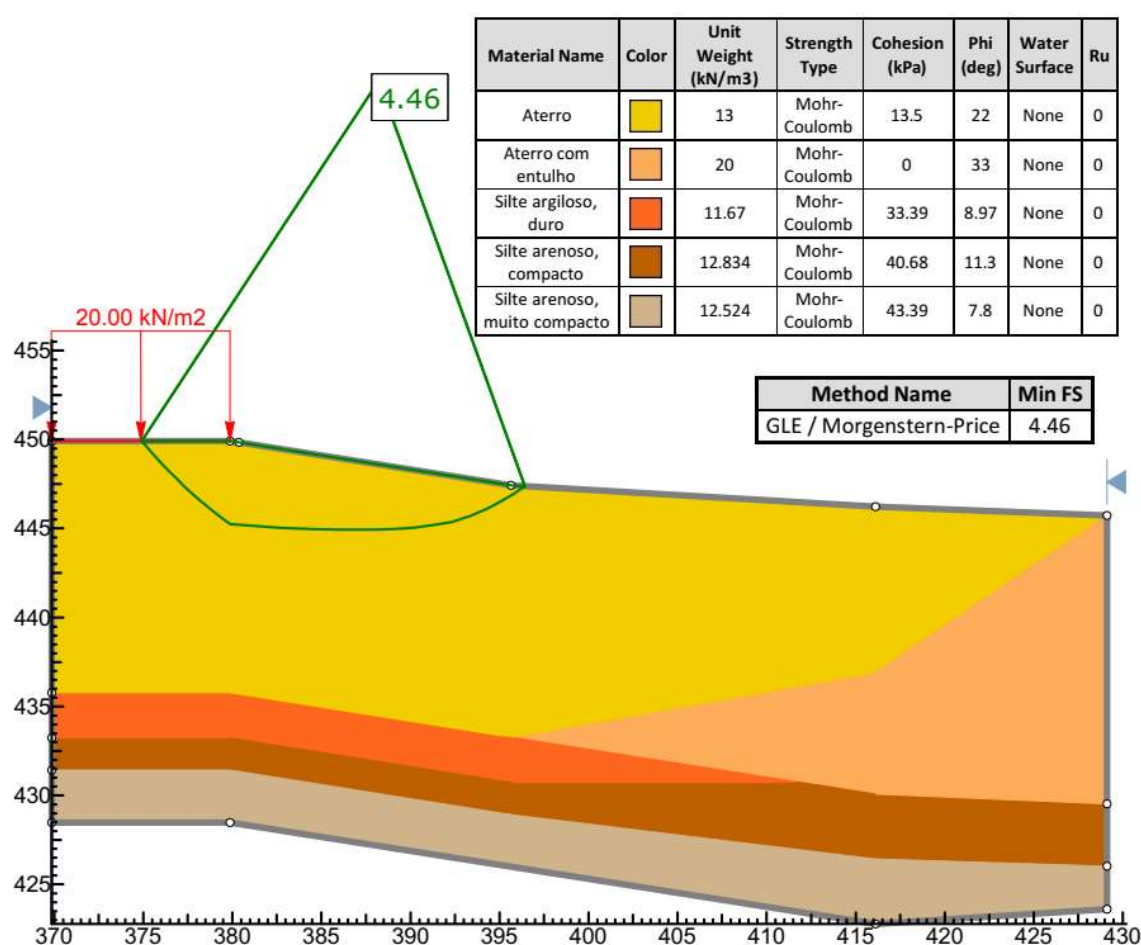
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Análises de estabilidade

#### 4.1.1 Terreno natural

Encontrou-se um fator de segurança para o terreno natural com valor bem acima de 1,5 (FS=4,46), estabelecido como mínimo na NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009). Portanto, pode-se considerar que o talude natural é estável e quaisquer instabilidades advêm do processo de escavação.

Figura 4.1 – Cálculo do fator de segurança do terreno natural.

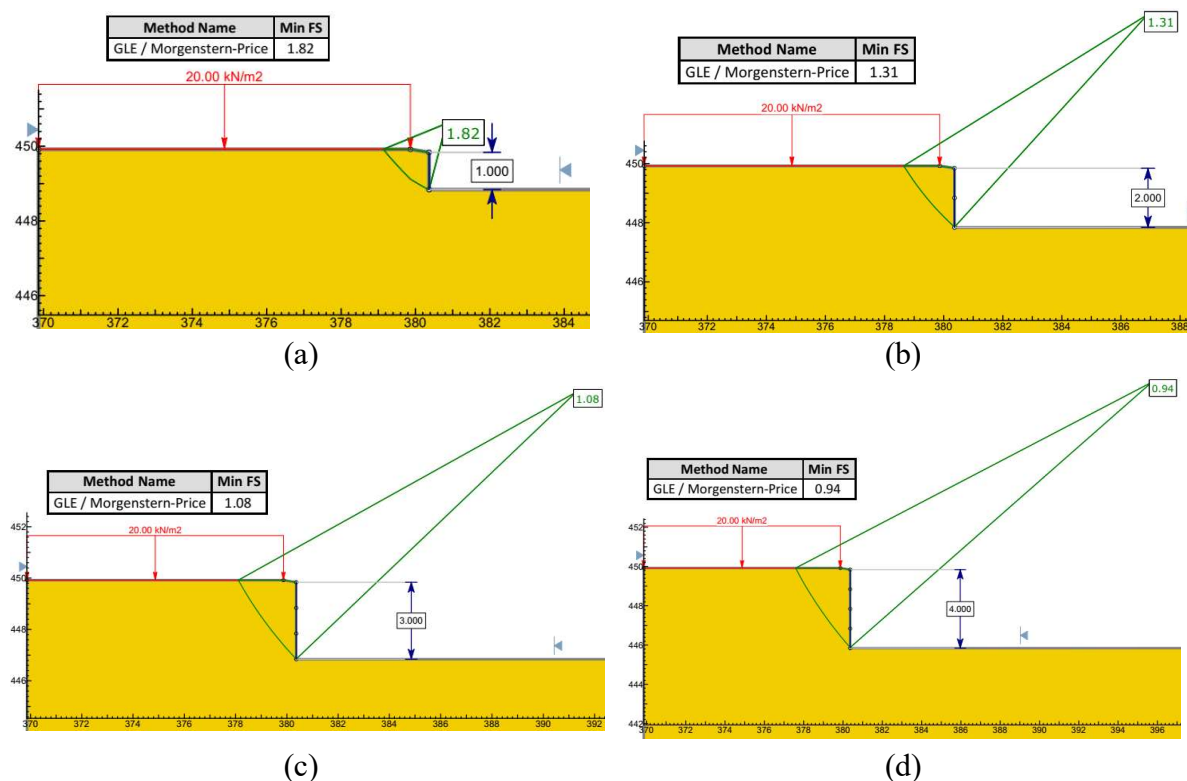


Fonte: Das Autoras (2023).

#### 4.1.2 Escavações sucessivas de 1 m

Os fatores de segurança e as superfícies potenciais de ruptura obtidos nas etapas de escavações sucessivas de 1 m podem ser visualizados na Figura 4.2. A Tabela 4.1 apresenta um resumo desses fatores de segurança.

Figura 4.2 – FS e SPR para escavações sucessivas: a) 1 m; b) 2m; c) 3 m e d) 4 m.



Fonte: Das Autoras (2023).

Tabela 4.1 - Resumo dos fatores de segurança obtidos nas etapas de escavação do talude natural.

Prof. da escavação (m)	FS
1	1,82
2	1,31
3	1,08
4	0,94

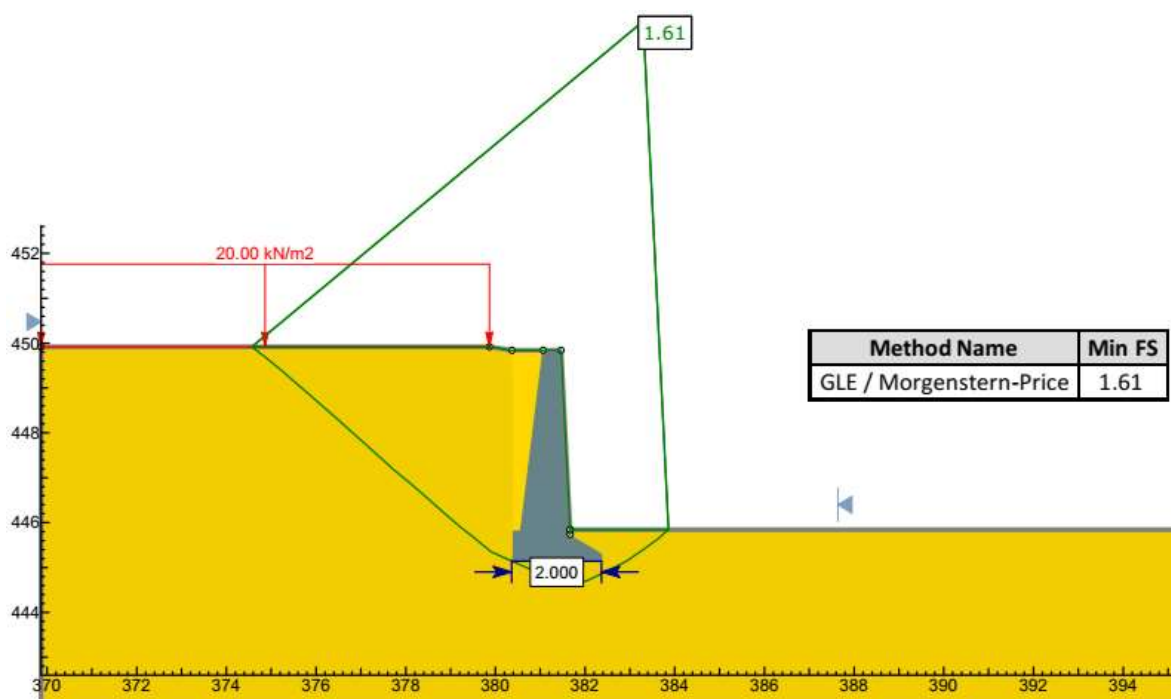
Fonte: Das Autoras (2023).

Observa-se pela figura que, para a primeira etapa da escavação, o fator de segurança obtido foi acima de 1,5, indicando que o talude ainda permanece estável sem intervenções. Na segunda etapa de escavação, encontrou-se fator de segurança abaixo de 1,5. Segundo a NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009), o FS mínimo aceitável para baixos níveis de segurança contra perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais (Tabela 2.1) é de 1,2, que pode ser utilizado provisoriamente no caso de intervenções. Contudo, para a terceira e a quarta etapa de escavações, os fatores de segurança encontrados estavam abaixo de 1,2. Na quarta etapa da escavação, obteve-se um fator de segurança de 0,94, próximo da unidade, demonstrando uma grande suscetibilidade do talude à ruptura sem contenções provisórias.

## 4.2 Muro de concreto

Aplicando a solução de estabilização em muro de concreto armado, foi encontrado um FS = 1,61 (Figura 4.3), indicando uma boa estabilidade em relação a situação de estabilidade global, uma vez que esse FS atingiu um valor maior que o definido pela NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009). Contudo, é importante frisar que, para a implementação dessa solução, seriam necessárias contenções provisórias, uma vez que seria necessária a escavação completa dos 4 metros do talude e o FS para essa condição é próximo da unidade.

Figura 4.3 – FS e SPR para o muro de concreto.



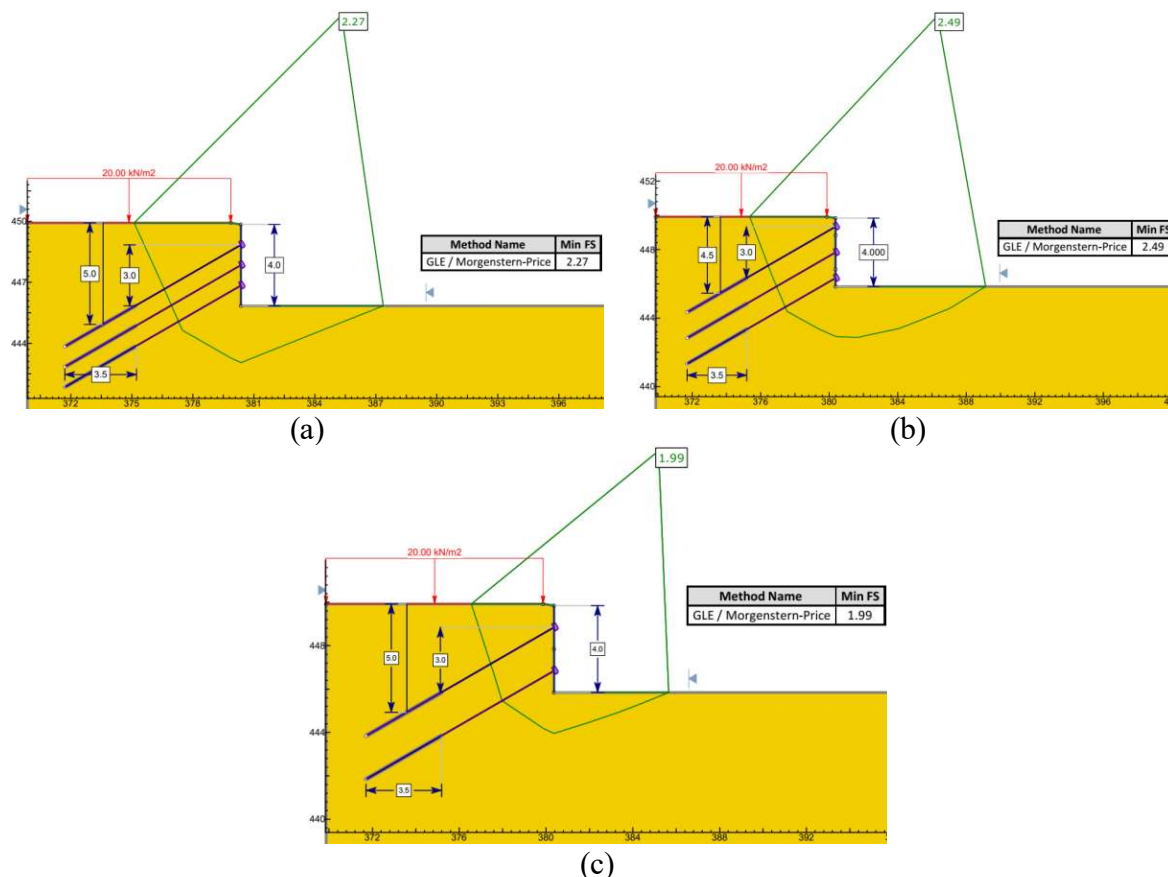
Fonte: Das Autoras (2023).

## 4.3 Tirantes

Foram utilizadas três diferentes definições de espaçamento verticais para a contenção executada com uso de tirantes. Os fatores de segurança e as superfícies potenciais de ruptura obtidos nessas diferentes definições podem ser visualizados na Figura 4.4 e a Tabela 4.2 apresenta um resumo desses fatores de segurança.

Percebe-se que para as três considerações, o valor medido para o fator de segurança alcançou o mínimo determinado de FS = 1,5, caracterizando-se como alternativas viáveis.

Figura 4.4 – FS e SPR para alternativas de tirantes: a)  $e=1,0$  m,  $S_v=1,0$  m; b)  $e=0,5$  m e  $S_v=1,5$  m e c)  $e=1,0$  m e  $S_v=2,0$  m.



Fonte: Das Autoras (2023).

Tabela 4.2 - Resumo dos fatores de segurança obtidos para a adoção de tirantes.

<b>e (m)</b>	<b><math>S_v</math> (m)</b>	<b>FS</b>
1,0	1,0	2,27
0,5	1,5	2,49
1,0	2,0	1,99

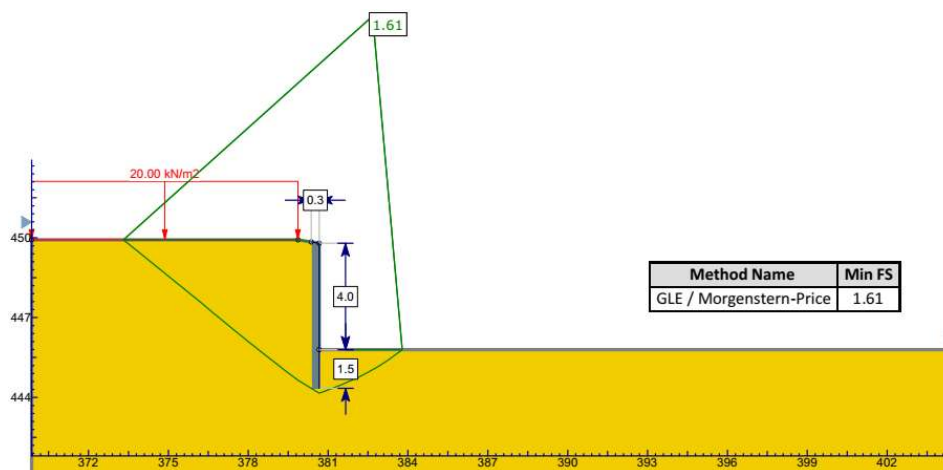
Fonte: Das Autoras (2023).

#### 4.4 Cortina

Para as cortinas em estacas justapostas, com o valor inicial adotado de 1,5 m para a ficha, foi alcançado um valor de FS igual a 1,61 (Figura 4.5). Em consequência, com objetivo de tornar-se uma estrutura mais econômica, realizou-se uma segunda análise considerando uma ficha de 1,3 m, a qual atingiu-se, também, um FS um fator de segurança maior do que o proposto pela norma de Estabilidade de Encostas (Figura 4.6). Por fim, realizou-se uma terceira análise com uma ficha de 1,0 m e obteve-se um fator de segurança igual ao recomendado pela norma brasileira, a qual considera-se ter apenas uma casa decimal (Figura 4.7). Entretanto, a favor da

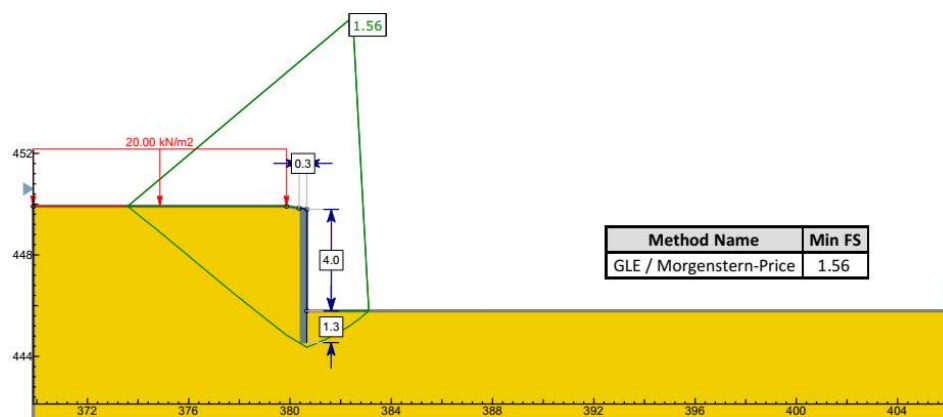
segurança para a estabilidade do talude estudado, optou-se pela segunda análise com um valor de FS igual a 1,56 (Figura 4.6). A Tabela 4.3 apresenta um resumo desses fatores de segurança.

Figura 4.5 – Cálculo do fator de segurança para a cortina de estacas justapostas com ficha de 1,5m.



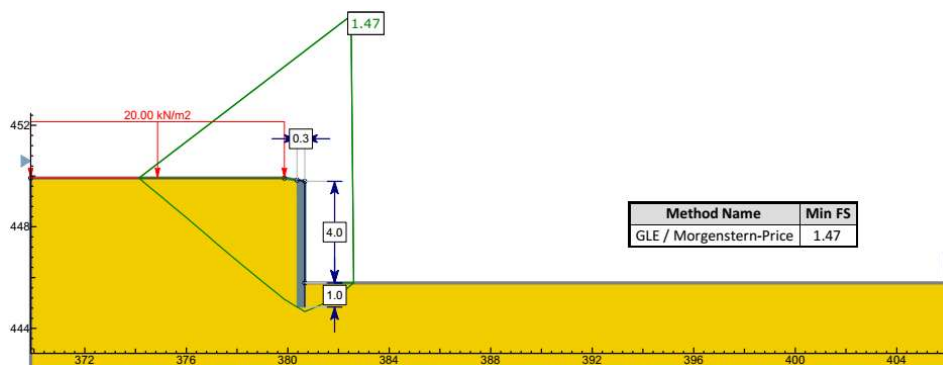
Fonte: Das Autoras (2023).

Figura 4.6 – Cálculo do fator de segurança para a cortina de estacas justapostas com ficha de 1,3m.



Fonte: Das Autoras (2023).

Figura 4.7 – Cálculo do fator de segurança para a cortina de estacas justapostas com ficha de 1,0m.





Fonte: Das Autoras (2023).

Tabela 4.3 - Resumo dos fatores de segurança obtidos para a adoção de cortina de estacas.

<b>Profundidade da ficha (m)</b>	<b>FS</b>
1,5	1,61
1,3	1,56
1,0	1,47

Fonte: Das Autoras (2023).

#### 4.5 Discussões

O terreno em sua condição natural está em situação estável, e conforme a demanda de corte solicitada no projeto do empreendimento, encontrou-se em iminência de ruptura ( $FS \approx 1,0$ ) ao atingir uma escavação de 3 m. Logo, é necessária uma estrutura de contenção para alcançar a máxima escavação de projeto (4 m).

Ao se analisar todas as opções propostas de contenção, nota-se que todas atingiram o definido pela NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009) para situação estável de deslizamento do talude, atingindo um valor de fator de segurança maior que 1,5.

Em relação ao muro de concreto, apesar de não terem sido realizadas análises orçamentárias, Gerscovich, Danziger e Saramago (2019) consideram um muro de altura inferior a 4 m como economicamente viável, tornando então a execução do muro em questão acessível. Contudo, devem ser realizadas outras análises para essa validação, e é preciso lembrar que seriam necessárias contenções provisórias para a implementação desta solução.

Essa afirmação é reforçada por Vanderwegen e Campos (2021) em suas análises de execução de muros para contenção, quando, para as particularidades do projeto estudado, o muro de concreto sinalizou como a opção mais econômica entre os dois métodos ponderados, porém devendo ter um sistema de drenagem eficiente. É válido ressaltar que no presente trabalho não foi considerado sistema de drenagem, uma vez que o intuito era analisar a estabilidade global do sistema solo-contenção.

Um possível impedimento para a definição do muro de concreto como estrutura de contenção era sua largura final necessária para a estabilização, em virtude dessa medida poder adentrar o espaço definido em projeto para a construção da edificação. Contudo, o empreendimento possui um espaçamento variando de 7,49 m a 12,56 m, entre o limite do terreno e a futura construção, sendo possível a execução do muro com a largura de 2 m.

Quanto às três propostas de tirantes, as duas primeiras definições resultaram em três linhas de tirantes e a terceira alternativa resultou em duas linhas de tirantes. Visto que todas as

alternativas obtiveram resultados satisfatórios a favor da segurança, ao se tratar de recursos para o projeto, a solução com duas linhas de tirantes se torna mais vantajosa economicamente.

É provável que os tirantes avancem de 8 a 10 m para dentro do terreno vizinho ou até mesmo as vias de tráfego, considerando as recomendações de comprimento livre superior a 3 m e bulbo de 5 m ou mais. (HACHICH et al., 1998). Salienta-se que a adoção de tirantes pode resultar em problemas legais e/ou jurídicos, no entanto, tal análise não é parte integrante do escopo do presente trabalho.

No que se refere às cortinas de estacas justapostas, a definição de uma ficha de 1,5 m trouxe resultados satisfatórios em relação à NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009) para o fator de segurança. Contudo, ao se realizar uma nova verificação a fim de tornar-se uma solução mais econômica com uma ficha de 1,3 m, encontrou-se um fator de segurança ainda favorável ao recomendado pela norma. Já na terceira análise com uma ficha de 1,0 m obteve-se um FS igual ao recomendado pela norma, considerando apenas uma casa decimal. Dessa forma, ao considerar critérios financeiros para o empreendimento e proporcionar uma maior segurança, a alternativa com 1,3 m mostra-se mais viável em termos econômicos.

Conforme as análises de estabilidade propostas, todos os métodos atenderam ao objetivo de segurança para o empreendimento, cada um com benefícios e ressalvas citados no referencial teórico do presente trabalho. Levando em consideração os aspectos legais, de espaço e facilidade de execução, a cortina de estacas justapostas evidencia uma solução propícia, uma vez que não adentra o terreno vizinho e via pública, além de promover um melhor aproveitamento do espaço disponível. Entre as possibilidades de execução, a cortina em estacas raiz se apresenta-se vantajosa por necessitar de equipamentos de pequeno porte e assegurar uma minimização das vibrações geradas que poderiam influenciar as edificações adjacentes.

## 5 CONCLUSÕES

Demonstraram-se neste trabalho três soluções para um caso real de instabilidade de talude, a fim de proporcionar estabilidade no local em estudo utilizando de estruturas de contenções em muro de concreto, tirantes e cortinas de estacas justapostas de concreto.

As análises de estabilidade foram feitas através do Método de Equilíbrio-Limite presente no software da Rocscience, Slide 2, considerando uma superfície não-circular pelo método de Morgenstern-Price. Dessa forma, para atingir o objetivo de definir a melhor solução foram realizados estudos com as implantações dessas contenções para determinar um FS recomendado pela NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009).

Para a primeira alternativa adotada, o muro de concreto, obteve-se um FS satisfatório, e sabe-se que essas estruturas possuem uma facilidade de construção, baixo custo, sistema durável e seguro, e uma não necessidade de equipamentos complexos e mão de obra qualificada. Como desvantagens, tornam-se inviáveis quanto ao custo para maiores alturas, e sua largura final necessária para estabilização pode ser uma possível restrição para sua escolha.

No que se refere aos tirantes, o terceiro modelo apresentado, apresentou duas linhas de tirantes, e o menor fator de segurança, sendo esse valor suficiente em relação ao determinado pela norma. Esse método de estabilização, possui como benefício a promoção de elevadas cargas com elementos de pequeno porte, que possuem uma simplicidade executiva. Em contrapartida, os tirantes podem avançar para dentro do terreno adjacente à obra, ou até mesmo para as vias de tráfego.

Com a finalidade de se obter uma ficha ótima para a cortina de estacas justapostas, a variação para uma ficha de 1,3m se mostrou vantajosa, por ser mais econômica dentre as opções abordadas, e por resultar em um FS satisfatório em relação à NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009). Tal proposta garante segurança a todo o maciço ao redor da construção, e a depender de seu método executivo podem ser executadas próximas à divisa do terreno e apresentar um processo sem geração de vibrações.

Fatores como disponibilidade de espaço, visto que a escavação foi realizada a 0,5 m de distância do limite do terreno, orçamentos, aspectos legais e facilidade de execução são cruciais para a escolha da contenção. Dessa forma, definiu-se a melhor solução como sendo a da cortina de estacas justapostas de concreto por sua facilidade de execução comparada às demais alternativas, além das peculiaridades do local, como aspectos legais de execução de estruturas de contenção.

A definição correta dos parâmetros geotécnicos utilizadas tanto de forma analítica quanto computacional é fundamental para atingir uma solução segura do talude. Diante dessas

condições, nota-se que é importante a análise das propriedades geotécnicas e das condições de estabilidade para um dimensionamento adequado das estruturas de contenção, evitando acidentes e futuras patologias. Análises de sensibilidade de parâmetros nos fatores de segurança e análises probabilísticas de estabilidade também são recomendadas.

Em relação aos trabalhos futuros, a primeira sugestão seria realizar um estudo detalhado com as sondagens do local e ensaios de laboratório com objetivo de realizar uma análise mais precisa dos parâmetros geotécnicos do solo. A segunda sugestão é realizar o dimensionamento da estrutura de cortina de estacas justapostas de concreto, por meio de software de elementos finitos e fazer o comparativo dos resultados. Outra sugestão é que se faça uma comparação entre a solução em solo grampeado e a solução em cortinas de estacas justapostas de concreto apresentada neste trabalho. Sugere-se também o comparativo orçamentário de todas as soluções sugeridas e a realização de análises de sensibilidade para promover mais segurança na estabilização do talude.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, M. L. de. **Retroanálise de escorregamento de talude em solo residual de gnaiss – Estudo de caso km 133+500 sul da rodovia RJ-116.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

ANDRADE, M. O. **Análise comparativa de custos entre estruturas de contenção.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão – SE, 2018.

ANTUNES, R. de B. **DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS JUSTAPOSTAS PARA EXECUÇÃO DE SUBSOLO DE EDIFÍCIO COMERCIAL.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno - Projeto e execução. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16920-1: Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

AVESANI NETO, J. O.; HAYASHIDA, E. M.; PEREIRA, V. R. G. Levantamento e comparação dos custos de diferentes soluções de contenção em aterro. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 6, 2013, Angra dos Reis. **Anais...Angra dos Reis: COBRAE, 2013. p. 415-422.**

BUETTGEN, C. **Análise de um cais portuário com paramento fechado: Solução de contenção em estaca-prancha com plataforma de alívio.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 2022.

CARVALHO, M. de F. **Comportamento mecânico de resíduos sólidos urbanos.** Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

CUNHA, J. N. V. **Projeto de contenção, escavação e estruturas de uma estação de metrô.** 2009. 166 f. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil — Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 6. ed. Tradução All. Tasks – São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DUNCAN, J.M; WRIGHT, S.G. **Soil Strength and Slope Stability.** 1ª Ed. John Wiley and Sons Inc. Estados Unidos, 2005.

DUTRA, M. A. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MURO DE ARRIMO DE CONCRETO ARMADO E CORTINA DE ESTACAS DE CONCRETO ARMADO EM**

**OBRA DE CONTENÇÃO.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade Santa Rita – FASAR, Conselheiro Lafaiete - MG, 2015.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – design and construction guidelines. **Geotechnical Engineering**, Washington, n. FHWA-NHI-00-043, p. 394, 2001.

FERREIRA, J. C. **PROJETO ESTRUTURAL DE AMPLIAÇÃO DE CAIS VERIFICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DA CORTINA DE ESTACA-PRANCHA.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes – RJ, 2005.

FRANCO, B. O. M. **Uso de sistema computacional em projeto de solo grampeado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

FREITAS, M. A. C. **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, 2010.

GEORIO. **Manual Técnico de Encostas. Ancoragens e Grampos.** Volume 4. Rio de Janeiro: Fundação GEORIO, 2014.

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

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO; R. P. **Contenções: teoria e aplicações em obras.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** 2. ed. São Paulo: Blucher, 1984.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

LIMA, W. de O. **Comparação entre sistemas de contenção de subsolo: parede diafragma e estacas justapostas.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos-SP, 2020.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MENDES, F. B. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-MG, 2010.

NOGUEIRA, R. M.; LEMES, J. P.; FILHO, F. N. da S. **ESTUDO DE CASO: APLICAÇÃO DE ESTACAS-PRANCHA METÁLICAS FRODINGHAM PARA CONTENÇÕES DE SOLO EM CONSTRUÇÃO CIVIL.** Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Ateneu, Fortaleza-CE, 2022.

OLIVEIRA, A. M. D. S.; BRITO, S. N. A. D. **Geologia de engenharia.** 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998.

PELAQUIM, F. G. P. **Geotecnia aplicada à estabilidade de encostas e taludes.** 1. ed. São Paulo: Editora Saraiva, 2021.

REMÉDIO, F. H. **Análise de estabilidade de taludes de aterro de resíduos urbanos utilizando parâmetros geotécnicos de propostas bibliográficas e correlações com  $N_{spt}$ .**

Dissertação (Mestrado em Geociências e Meio Ambiente) – Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro-SP, 2014.

RESENDE, P. T. **DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE CORTINA EM ESTACAS**. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia - MG, 2017.

ROCHA, W. W. et al. **Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG)**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Belo horizonte, v. 26, 2002.

SILVA, M. A. **Caracterização geológico-geotécnica e análise de estabilidade de uma encosta na BR-376 - Serra do Mar paranaense**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba-PR, 2019.

SIMÕES, E. B. **ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM ESTACAS JUSTAPOSTAS INJETADAS TIPO RAIZ: DIRETRIZES DE PROJETO E ESTUDO DO PROCESSO EXECUTIVO**. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, 2015.

STEIN, R. T. et al. **Estabilidade de Taludes e Contenções**. Porto Alegre: SAGAH, 2021.

TENG, W. C. **Foundation Design**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1962.

THIESEN, S. **Aplicação de ferramenta SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: um estudo de caso em Blumenau/SC**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 2016.

THORESEN, C. **Port designer's handbook: recommendations and guidelines**. Londres: Thomas Telford Publishing, 2003.

VANDERWEGEN, G. M.; CAMPOS, J. **Soluções técnicas para melhor custo benefício de contenções em obra residencial em Joinville/SC**. Artigo Científico (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Universitário UNISOCIESC, Blumenau-S, 2021.