



ANDRÉ GUILHERME OLIVEIRA MILIORELLI
RAFAEL MENDES DE MELO

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA DE
CONTENÇÃO EM CORTINA DE ESTACAS**

LAVRAS - MG
2023

ANDRÉ GUILHERME OLIVEIRA MILIORELLI
RAFAEL MENDES DE MELO

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
CORTINA DE ESTACAS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

LAVRAS - MG

2023

RESUMO

A implantação de estruturas de contenção é cada vez mais comum, em virtude da crescente verticalização das cidades e necessidade de aproveitamento da maior área útil possível. Desta forma, as cortinas e estacas são cada vez mais implantadas em áreas urbanas devido a sua facilidade de execução e a menor magnitude de deslocamentos provocados na estrutura, quando comparadas a outros tipos de estruturas de contenção. Nesse contexto, objetivou-se a elaboração do dimensionamento geotécnico de uma cortina de estacas espaçadas e análise da estabilidade do talude após a implantação da estrutura. Para tanto, utilizou-se da metodologia de Rankine para definição das tensões atuantes na estrutura, e o método de Blum para definição da ficha mínima necessária de embutimento da estaca no solo. Para as análises de estabilidade, considerou-se os métodos de Bishop, Morgenstern-Price e Spencer, por meio de superfícies circulares e não-circulares, antes e após a implantação das cortinas, de modo a avaliar a necessidade de implantação de contenção e a estabilidade do talude com a implantação da cortina, respectivamente. Realizou-se o cálculo do dimensionamento estrutural pelo *software* GEO5 2021, e posteriormente foi conferido o resultado dos esforços internos, através do programa Ftool. Definiu-se que a cortina de estacas deve ter profundidade de 12,50 metros, espaçamento de 3,00 metros entre estacas e diâmetro de 1,00 metro em cada uma das estacas, além de 28 armaduras longitudinais de 20 mm e armaduras transversais espaçadas em 5 cm com diâmetro de 8 mm, e cobrimento das armaduras de 30 mm. Na análise de estabilidade do talude pré-implantação da cortina de estacas, obteve-se um fator de segurança mínimo no valor de 0,61; já para a análise de estabilidade do talude pós-implantação, resultou-se em um fator de segurança mínimo no valor de 3,07. O custo total de material, mobilização e transporte foi de R\$ 142.564,64. Constatou-se a importância das investigações de campo e consolidação de parâmetros serem realizadas de maneira assertiva, além de olhar crítico e atenção na consideração das variáveis que englobam um dimensionamento bem estruturado.

Palavras-chave: Dimensionamento Geotécnico. Cortina de estacas. Empuxo do Solo. Ficha Mínima. Análise de Estabilidade.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 Principais Tipos de Contenções.....	7
2.1.1 Parede Diafragma.....	7
2.1.2 Cortinas Atirantadas.....	8
2.1.3 Cortinas de Estacas-Prancha.....	9
2.1.4 Cortinas de Estacas	10
2.2 Critérios de Dimensionamento de Cortinas de Estacas Espaçadas	11
2.2.1 Impacto do Lençol Freático	11
2.2.2 Estabilidade de Taludes	12
2.2.3 Empuxos de Terra	13
2.2.4 Ficha Mínima	17
2.2.5 Efeito de Arco - Teoria de Terzaghi	18
2.2.6 Dimensionamento Estrutural	20
3 MATERIAL E MÉTODOS.....	24
3.1 Estudo de Caso.....	24
3.2 Métodos	25
3.2.1 Estratigrafia	25
3.2.2 Parâmetros de Resistência do Solo.....	27
3.2.3 Análises de Estabilidade.....	29
3.2.4 Dimensionamento Geotécnico	29
3.2.5 Dimensionamento Estrutural	31
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	32
4.1 Perfil Estratigráfico.....	32
4.2 Parâmetros de Resistência do Solo	32

4.3 Análises de Estabilidade Sem Estrutura de Contenção	36
4.4 Dimensionamento Geotécnico	37
4.5 Método Computacional.....	42
4.6 Dimensionamento Estrutural	43
4.7 Análise de Estabilidade Com Estrutura de Contenção.....	48
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	49
5.1 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	50
REFERÊNCIAS	51
APÊNDICE A – ANÁLISES DE ESTABILIDADE	53
ANEXO A – BOLETINS DE SONDAAGEM	58

1 INTRODUÇÃO

As frequentes rupturas de estruturas de contenção, mais especificamente das cortinas de estacas, principalmente na região sul de Minas Gerais, demonstram a falta de infraestrutura adequada e erro de dimensionamento destas estruturas, que tendem a ser cada vez mais implantadas nas áreas urbanas, devido à crescente verticalização das cidades e necessidade gradativa de aproveitamento de área de terrenos para construção de grandes edificações. Conforme Moreira (2016), torna-se necessário um dimensionamento otimizado e seguro, a partir de uma definição precisa dos parâmetros do solo e da contenção, das técnicas construtivas, bem como dos métodos de análise de cálculo.

A construção de empreendimentos em encostas acentuadas gera uma força ativa demasiada do solo em relação à estrutura. Quando mal dimensionadas, as estruturas de contenção, durante a sua vida útil, não resistem aos esforços solicitados e acabam cedendo, provocando desmoronamentos e soterramentos do empreendimento. Desta forma, o dimensionamento destas estruturas necessita que se leve em conta os fatores geológicos e geotécnicos, bem como os fatores de risco.

As cortinas de estacas se tornam uma boa alternativa a partir do momento em que, quando comparadas a outros tipos de estruturas de contenção, provocam menor magnitude de deslocamentos da estrutura, promovendo assim um menor impacto em construções confrontantes, desde que sejam dimensionadas da maneira correta.

Dentro deste contexto o objetivo deste trabalho foi o dimensionamento geotécnico e análise de estabilidade de uma estrutura de contenção feita de cortinas de estacas, com auxílio do *software* GEO5, a partir de dados geológicos, geotécnicos e topográficos coletados na cidade de Lavras - MG, de modo a apresentar um modelo a ser utilizado na concepção e dimensionamento de uma estrutura do tipo cortina de estacas. A necessidade de tal projeto aconteceu em virtude da implantação de um edifício residencial multifamiliar em uma região central da cidade, onde foi proposto um modelo arquitetônico ao qual exige um nivelamento do terreno. Desta forma, será preciso realizar um corte, o que acarretará em uma contenção atrás da edificação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Como define o Manual Técnico de Obras de Contenção (2021), estruturas de contenção são obras na construção civil destinadas a gerar estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. Estas estruturas fornecem suporte ao solo e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos.

2.1 Principais Tipos de Contensões

Existem diversos tipos de estruturas de contenção para estabilização do subsolo. A seguir serão apresentados os mais utilizados dentre estes.

2.1.1 Parede Diafragma

Segundo Andrade *et al.* (2021), a parede diafragma é uma estrutura de contenção utilizada no subsolo, ideal para grandes profundidades. Consiste em um muro executado na vertical, com espessuras entre 30 e 120 cm, em concreto armado moldado no local ou pré-fabricado, com capacidade para alcançar até 50 metros. Trata-se de um sistema projetado para resistir aos esforços axiais e fletores advindos do solo, bem como aos empuxos horizontais demandados pelo lençol freático.

Andrade *et al.* (2021) detalham que este tipo de estrutura de contenção se torna uma alternativa muito interessante em áreas urbanas de grandes centros, uma vez que as paredes apresentam ampla resistência e deformabilidade mínima, oferecendo uma maior segurança em escavações próximas a prédios. Em contrapartida, em locais de acesso limitado torna-se difícil a sua execução, devido ao fato de utilizar equipamentos de grande porte.

Ainda de acordo com Andrade *et al.* (2021), a execução das paredes diafragma se inicia pela instalação de muretas-guia, compostas por duas vigas paralelas com altura de 1,10 m, utilizadas para orientação da escavadeira *clamshell*, pelo fato deste ser um equipamento muito grande e de difícil manuseio. A Figura 2.1 mostra um exemplo deste tipo de estrutura.

Figura 2.1 – Parede Diafragma.



Fonte: TecnoGeo (2023)

2.1.2 Cortinas Atirantadas

As cortinas atirantadas são outro tipo de estrutura de contenção utilizado em larga escala, em que apresenta como um de seus principais componentes os tirantes, instalados perpendicularmente às cortinas e ancorados no terreno, contendo aço em seu interior, a fim de que resista aos esforços solicitantes. Os tirantes são os responsáveis pela interligação entre o bulbo ancorado no interior do solo e o painel de contenção localizado na parte externa da encosta. (BONAFÉ; PEÃO; WATANABE, 2021)

Segundo Hachich *et al.* (1998), os tirantes podem ser compostos tanto de monobarras de aço, cordoalhas ou até fios, com inclinações variando entre 15 e 30 graus em relação a horizontal, e paredes com espessura que varia entre 20 e 40 cm. Ambos os parâmetros são definidos a partir do projeto de dimensionamento destas estruturas.

Este tipo de estrutura de contenção se torna uma opção viável quando comparado à parede diafragma, uma vez que consegue ter maior esbeltez e menor complexidade de execução. Todavia, nem sempre é utilizado, devido ao fato de que se faz necessário a aprovação prévia da

vizinhança, já que o tirante se estende pelo solo sob os lotes conflitantes. A Figura 2.2 apresenta um exemplo deste tipo de estrutura.

Figura 2.2 – Cortina Atirantada.



Fonte: AecWeb (2023)

2.1.3 Cortinas de Estacas-Prancha

Segundo Andrade *et al.* (2021), as cortinas de estacas-prancha são uma estrutura de contenção, constituída geralmente de material metálico, por vezes de betão armado, e mais recentemente em vinil. A ligação dos painéis é feita pelo tipo de ligação “macho-fêmea”, assim como ocorre nas cortinas de estacas secantes, citada no item anterior. Pelo fato de possuir pouca rigidez no plano, este tipo de estrutura de contenção é executado de maneira geral com seções quebradas em vez de seções retas, a fim de se obter um aumento da rigidez.

Ainda de acordo com Andrade *et al.* (2021), a execução deste tipo de estrutura ocorre por cravação, através de diferentes métodos, escolhidos após análise do tipo de solo existente no maciço. Em solos coesivos, são utilizados equipamentos de percussão para a cravação. Já nos solos granulares, a cravação é realizada através de equipamentos de vibração. Um problema existente nestes dois métodos de cravação é a produção de ruídos e vibrações nos lotes vizinhos. Deste modo, há um terceiro método passível de ser utilizado, o da cravação por prensagem, efetuado por meio de macacos hidráulicos. Na Figura 2.3 é apresentado um exemplo deste tipo de estrutura.

Figura 2.3 – Estaca-Prancha.



Fonte: Vpa Equipamentos (2023)

2.1.4 Cortinas de Estacas

Segundo Andrade *et al.* (2021), as cortinas de estacas trata-se de uma estrutura de contenção composta por várias estacas executadas lado a lado no terreno natural, podendo ser espaçadas, secantes ou tangentes. O arranjo destes elementos forma uma cortina responsável por garantir a estabilidade do maciço de terra, tornando a escavação mais segura.

Andrade *et al.* (2021) mencionam que há uma limitação no que diz respeito às cortinas de estacas, referente às pequenas deslocabilidades em que esta sofre, por consequência dos empuxos nela atuantes, bem como das tensões geradas ao realizar corte ou escavação do solo, devido a alteração da condição de equilíbrio do maciço.

Esta estrutura permite ser executada de duas maneiras:

- a) cravação, quando são utilizadas estacas pré-moldadas;
- b) perfuração e concretagem, quando a estaca for moldada no local.

Ainda de acordo com Andrade *et al.* (2021), no que se refere ao espaçamento, as cortinas de estacas espaçadas são executadas com espaçamento variando de 0,50 a 1,50 m e somente são indicadas em solos autoportantes, pelos fatos destas não oferecerem garantias de impermeabilidade. Esta é a opção mais barata e com maior rapidez de execução. As cortinas de estacas tangentes (contíguas) apresentam similaridade com as estacas espaçadas, entretanto os espaçamentos entre estacas são de 75 a 100 mm. São comumente utilizadas em solos coesivos, onde a percolação é muito baixa, mas também podem ser executadas em alguns solos granulares, a depender da situação. Já o método de cortinas de estacas secantes não permite

espaçamentos, sendo executado de forma que as estacas se intersectem. São utilizados dois tipos de estacas: as estacas macho, armadas a intermediárias às estacas fêmeas, e estas, responsáveis por fazer o fechamento do alinhamento. (MEIRELES; MARTINS, 2006). Este método de execução das cortinas de estacas garante a impermeabilização da contenção, desde que sua instalação ocorra de maneira segura e eficaz. A Figura 2.4 indica um exemplo deste tipo de estrutura.

Figura 2.4 – Cortina de Estacas



Fonte: APL Engenharia (2023)

2.2 Critérios de Dimensionamento de Cortinas de Estacas Espaçadas

Cortinas de estacas espaçadas, são um tipo de estrutura de contenção que permitem a estabilidade de taludes e encostas. Esse tipo de estrutura é amplamente utilizado pela sua eficiência e pelo fato de os equipamentos necessários para sua execução serem relativamente fáceis de serem encontrados. É extremamente utilizada em centros urbanos onde se deseja fazer conter para estacionamentos ou estruturas subterrâneas, inclusive túneis. A formação dessa estrutura é composta por diversas estacas alinhadas e espaçadas entre si, percorrendo um ou mais planos da área em questão, e sendo necessário, em casos de altura de escavação muito alta, a presença de uma viga de coroamento que passa por todas as estacas, de modo que os carregamentos sejam distribuídos uniformemente entre todas as estacas do plano.

2.2.1 Impacto do Lençol Freático

Segundo Magalhães (2015), o lençol freático é uma camada subterrânea que fica abaixo do solo, com isso, relacionando-o a fundação de uma estrutura, este pode desempenhar um

papel fundamental na estabilidade da construção. Logo é um ponto extremamente importante na concepção de um projeto de estrutura de contenção e em sua execução. O nível de água acumulada na base dessas estruturas pode chegar a duplicar a força do empuxo atuante na estrutura.

Caso a estrutura seja executada acima do nível do lençol, a água não irá exercer pressão direta sobre a estrutura, podendo ser chamada de contenção ou fundação em solo seco, o que acaba por minimizar possíveis danos na estrutura. Já no caso de a estrutura ter contado direto com a água, esta exerce pressão na estrutura, aumentando consideravelmente a probabilidade de possíveis danos à estrutura.

O acúmulo de água em contato direto causa encharcamento do terreno em torno da base da estrutura, o que ocasiona uma redução considerável na capacidade de carga do solo, pois a água é o principal fator de alteração na estabilidade do solo.

Conseqüentemente é fundamental o estudo do solo para que se tenha conhecimento de suas características e posição do lençol freático naquele local, para que se possa conceber um projeto resistente e efetivo para tal situação. Neste caso, geralmente é proposto métodos de drenagem para que se reduza a pressão exercida pela água sobre a base da estrutura, ou seja, formas de desviar a água da base, sendo executar um caminho mais “fácil” para a água percorrer sem que entre em contato direto com a base da estrutura.

Outra forma de proteger a estrutura dos danos causados pelo contato direto com a água é a utilização de métodos para impermeabilização da estrutura em sua base, para que se minimize os danos oriundos do excesso de água.

2.2.2 Estabilidade de Taludes

Conforme destacado por Massad (2010), a análise da estabilidade de taludes fundamenta-se na substituição de equilíbrio em uma massa de solo tenta entrar em processo de escorregamento. A compreensão das forças atuantes é essencial, e as tensões de cisalhamento causadas são calculadas por meio de equações de equilíbrio. Diversos métodos foram desenvolvidos para abordar essa estabilidade, abrangendo desde garrafas de escorregamento planares, calculados por meio de ábacos, até frascos circulares, comprovados pelos métodos de equilíbrio limite, Fellenius, Bishop, Morgenstern-Price, entre outros. Neste contexto, este

trabalho será focalizado exclusivamente no método de Bishop para a análise da estabilidade de taludes.

Existem conceitos cruciais para garantir a estabilidade de taludes, sendo essenciais também para estruturas de contenção, devido à semelhança dos esforços envolvidos. Tais conceitos incluem o ângulo crítico do talude, que representa a proteção máxima suportada sem ruína, variando conforme as propriedades do solo, como coesão, ângulo de atrito e presença de água. Solos coesos e com maior ângulo de atrito apresentam ângulos críticos mais elevados.

O fator de segurança, por sua vez, é a relação entre as forças de resistência e as forças causadoras de falha, sendo crucial para avaliar a segurança de uma estrutura, como taludes. Quando o fator de segurança ultrapassa o valor de 1,0, significa que o talude é seguro, enquanto os valores abaixo indicam o contrário.

A cunha de saudações ou ruptura em cunha representa a massa de solo deslocada quando um talude entra em ruína, definida pela geometria do talude e pelas características do solo. Sua determinação requer análises de estabilidade. Os mecanismos de falha abrangem os modos nos quais um talude pode colapsar, variando conforme suas características, e podem ser aplicados de diferentes maneiras. Esses conceitos formam a base para a compreensão e garantia da estabilidade em taludes e estruturas correlatas.

Relacionando a estabilidade dos taludes inclinados com a estabilidade das estruturas de contenção, como é o caso do estudo proposto para esse trabalho, salienta-se que, como mencionado anteriormente, é fator fundamental para projeto e execução de edificações onde haja encostas ou maciços de solo próximos à estrutura a utilização de cortes e aterros para que se possa aproveitar melhor o terreno onde a edificação será executada.

2.2.3 Empuxos de Terra

Segundo Fernandes (2014), empuxo de terra é a ação horizontal ou com componente horizontal predominante gerada em uma interação solo estrutura, ou seja, de uma forma mais direta é a resultante de tensões horizontais ou majoritariamente horizontal que atuam em uma determinada estrutura.

O conhecimento desse fenômeno é de suma importância para qualquer dimensionamento de estrutura de contenção, pois este pode vir a trazer a estrutura à sua ruína. Para a determinação do empuxo, é preciso conhecer as características do solo em questão e

como ocorre a distribuição de tensões ao longo de toda a estrutura que irá conter a movimentação desse maciço de solo que está em contato com a mesma, ou seja, é fundamental o conhecimento da interação solo-estrutura durante todas as fases de projeto e execução desse elemento de contenção.

Como geralmente em locais de relevo mais acidentado é necessário o corte e/ou aterro de solo, para que seja mais bem aproveitado o espaço para a execução de alguma estrutura. Logo é necessário métodos para que não haja deslizamentos no solo e danifique a estrutura, com isso é preciso projetar e executar estruturas de contenção para evitar as movimentações do solo.

O empuxo de terra é obtido através do cálculo que utiliza a teoria das tensões do solo, assumindo que o solo é um material homogêneo e isotrópico. A pressão do solo aumenta conforme a profundidade aumenta, resultando normalmente em uma distribuição triangular de tensões ao longo da parede de contenção, quando não há a presença de sobrecarga, pois quando existe acréscimo no topo da estrutura a distribuição de tensões admite um formato trapezoidal. Para o cálculo, é preciso que se conheça as características do solo em estudo, como coesão, ângulo de atrito, densidade. Conseqüentemente as dimensões e geometria da estrutura também precisam ser conhecidas.

2.2.3.1 Empuxo Ativo

Segundo Andrade *et al.* (2021), o empuxo ativo acontece quando determinada estrutura é construída para suportar as movimentações de um maciço de solo, ou seja, esse tipo de empuxo é gerado quando o solo tende a se movimentar em direção à estrutura. Sendo assim, a estrutura deve suportar esses esforços para que não haja deslizamentos.

2.2.3.2 Empuxo Passivo

Segundo Andrade *et al.* (2021), o empuxo passivo é a tensão gerada pelo solo em reação a presença da estrutura, de modo que o solo sofra compressão pela aproximação do plano de contenção. Como solução, são movidas tensões de cisalhamento de forma que a resistência à compressão seja aumentada.

2.2.3.3 Empuxo no Repouso

Outra forma de empuxo existente é o empuxo no repouso. De acordo com Andrade *et al.* (2021), esta forma de tensão acontece quando a massa de solo se conserva em equilíbrio perfeito, ou seja, quando não há deformações em sua estrutura, sendo esta equilibrada lateralmente apenas pela continuidade do maciço de terra em todas as direções.

2.2.3.4 Teoria de Rankine

Conforme escrito por Fernandes (2014). A teoria de Rankine é um método utilizado para se obter a distribuição de tensões no solo quando uma carga é aplicada sobre ele. Segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), Rankine ainda destaca que o deslocamento de uma estrutura em contato com o solo mobiliza os estados-limite de plastificação em todo o maciço, formando infinitas superfícies potenciais de ruptura planas.

A teoria de Rankine para empuxos de terra é um método de análise utilizado na engenharia geotécnica, especialmente quando se trata de estruturas de contenção. Segundo os princípios de Rankine, o muro é considerado sem atrito, o solo é considerado como não coesivo, e o paramento do muro é idealizado como vertical, enquanto o aterro é horizontal. Essa abordagem simplificada é particularmente eficaz ao lidar com solos que não demonstram coesão significativa. Além disso, a flexibilidade da parede está embutida na teoria, permitindo considerar as deformações da estrutura. Em termos práticos, a teoria de Rankine é uma ferramenta útil para estimar as laterais do solo sobre estruturas de contenção, fornecendo insights importantes para o dimensionamento e a análise de estabilidade dessas estruturas geotécnicas.

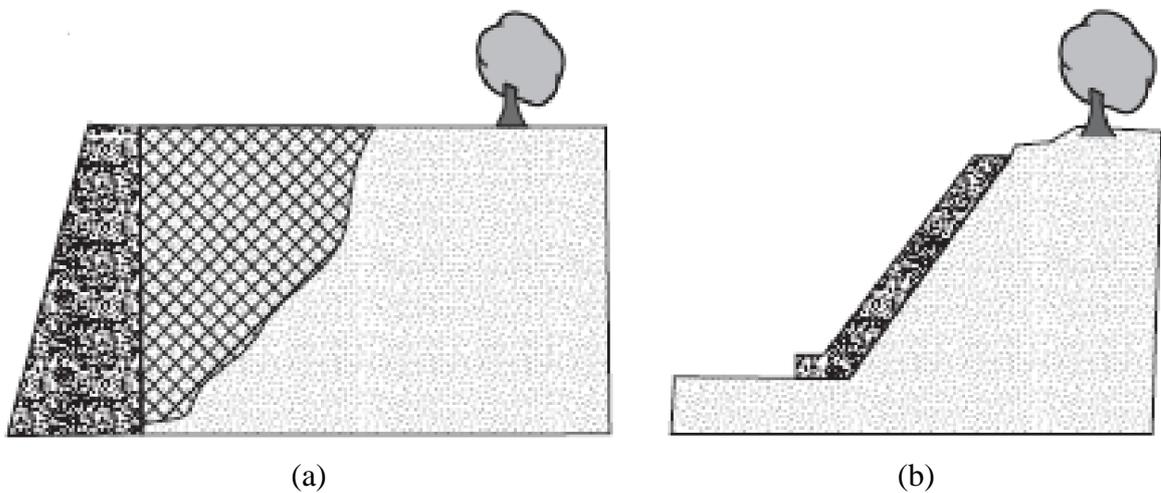
Figura 2.5 – Superfícies de ruptura – Método de Rankine



Fonte: GeoAcademy (2023)

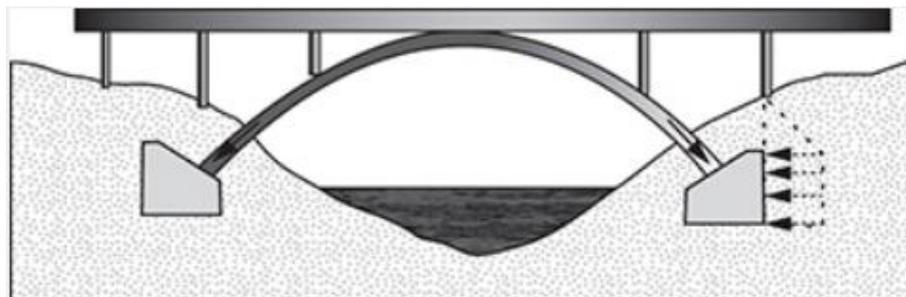
A Figura 2.6 e a Figura 2.7 apresentam exemplos de obras em que se mobilizam empuxos de natureza ativa e passiva, respectivamente.

Figura 2.6 – Exemplo de empuxo de natureza ativa: (a) muro de proteção contra a erosão superficial; (b) muro gravidade



Fonte: Gerscovich (2016)

Figura 2.7 – Exemplo de empuxo de natureza passiva: ponte em arco



Fonte: Gerscovich (2016)

2.2.3.5 Teoria de Coulomb

De acordo com Fernandes (2014), Coulomb permite considerar o atrito entre o muro de contenção e o solo, proporcionando uma abordagem mais realista. Nesse contexto, a especificação tanto do muro quanto do solo a montante pode ser levada em conta. Uma característica notável é que a teoria de Coulomb não fornece diretamente o diagrama de empuxo, mas calcula os empuxos ativos e passivos com base em parâmetros como o ângulo de atrito do solo e a coesão. No entanto, a aplicação da teoria de Coulomb para empuxos passivos pode apresentar desafios, especialmente relacionados à possibilidade de ruptura plana, exigindo uma abordagem cuidadosa para garantir resultados confiáveis na análise de estruturas de contenção.

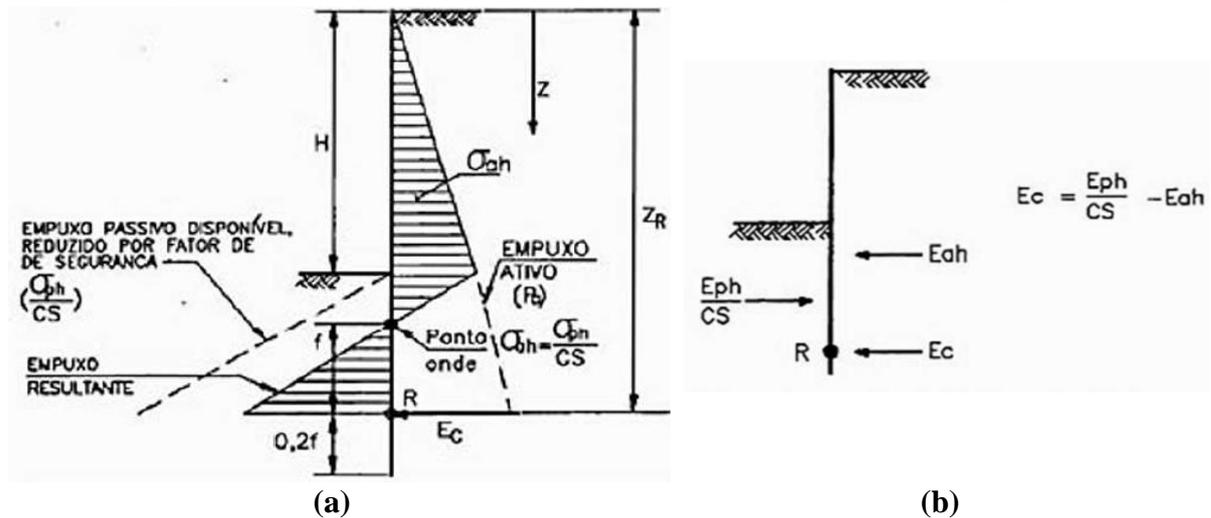
A teoria de Coulomb é amplamente utilizada na engenharia civil e mecânica dos solos, pois esta é usada para prever a estabilidade de taludes e a capacidade de carga de fundações. Também é usada para o dimensionamento de estruturas de contenção, como é o caso deste trabalho, já que a teoria de Coulomb permite determinar forças de atrito e empuxo em estruturas de contenção do solo, como cortinas de estacas.

2.2.4 Ficha Mínima

As cortinas de estacas necessitam ser embutidas no solo em uma profundidade que suporte a tensão gerada pelo empuxo do solo na estrutura de contenção. A profundidade de embutimento mínima necessária para suportar os esforços gerados pelo solo é chamada de ficha mínima.

Existem vários métodos de cálculo para a determinação da ficha mínima, entretanto, neste trabalho será seguida a recomendação de Hachich *et al.* (2009), “para o cálculo da ficha mínima, é suficiente a aplicação do método conhecido como Método de Blum que consiste em aplicar as equações de equilíbrio”. A Figura 2.8 apresenta os carregamentos para aplicação das equações de equilíbrio para cálculo da ficha mínima e do contra-empuxo, respectivamente.

Figura 2.8 – Método de Blum para (a) ficha mínima; (b) contra-empuxo



Fonte: Hachich (1998)

O ponto R, apresentado na Figura 2.8, indica a posição onde o somatório de momentos é nulo. Desta forma, a altura Z_R seria a altura suficiente para garantir a estabilidade da estaca em relação aos esforços de tensão atuantes, porém Blum sugere um acréscimo de altura de embutimento, suficiente para mobilizar o contra-empuxo E_c , atuante no centro de rotação R, de modo que este não influa no equilíbrio dos momentos, a fim de se obter maior segurança à estrutura. Segundo Blum, um acréscimo de altura no valor de 20% da ficha seria suficiente para que aconteça a mobilização do contra-empuxo. Ressalta-se que o valor da ficha é a distância entre o ponto de tensão nula e o ponto de momento nulo.

Nas tensões passivas, é aplicado um coeficiente de segurança CS, normalmente adotado no valor de 1,5 ou mais para obras provisórias e 2,0 para obras permanentes. A introdução deste no empuxo passivo é estabelecida para assegurar a estabilidade da parede.

2.2.5 Efeito de Arco - Teoria de Terzaghi

De acordo com Meireles e Martins (2006), o efeito de arco é um fenômeno geotécnico que é observado em solos coesivos quando estão sob a ação de carregamentos. Ele ocorre neste tipo de solo devido à interação da estrutura do solo com a carga aplicada. Com a aplicação de carga no solo, ocorrem redistribuições de tensões dentro do solo. Tal fato acontece pela capacidade do solo de transmitir as tensões entre as suas partículas, resultando na formação de arcos de tensão no interior do solo.

Esses arcos atuam como mecanismos de transmissão de carga, redistribuindo as tensões aplicadas para áreas adjacentes. De forma objetiva parte da carga é transferida de uma partícula para outra por meio dos arcos, aliviando a carga aplicada, levando a uma redistribuição das tensões e a uma diminuição da tensão nas camadas inferiores. A redistribuição de carga pode ser percebida na Figura 2.9.

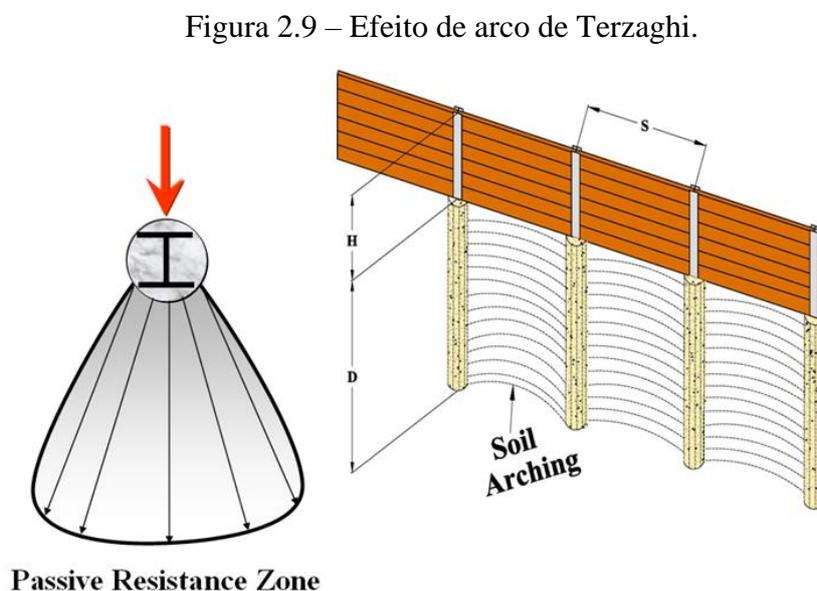
A presença desse fenômeno e posterior análise das características do solo torna possível a utilização do espaçamento entre estacas em uma estrutura de contenção, no caso deste trabalho, a estrutura de cortina de estacas. Esse distanciamento entre as estacas acaba gerando uma redução significativa no custo, gerando maior velocidade na execução e sem impactar negativamente em sua efetividade de contenção.

Como cita Alonso (1983), os empuxos ativos podem ser calculados como se a estrutura fosse contínua, em favor da segurança, ao passo que as pressões passivas devem ser calculadas de forma que atuem em uma extensão equivalente a até três vezes o diâmetro da estaca.

Com base nestas informações, para que seja feita a adequada assimilação do escoramento descontínuo ao contínuo, a razão entre três vezes o diâmetro da estrutura e o espaçamento deve ser maior ou igual a 1, conforme a Equação (1).

$$\frac{3\phi}{e} \geq 1 \quad (1)$$

Onde e seja o espaçamento entre centros geométricos das estacas; ϕ seja o diâmetro da estaca.



Fonte: PUC Rio (2023)

2.2.6 Dimensionamento Estrutural

As cortinas de estacas, no geral, podem ser executadas com diversos materiais, sendo uma das mais comuns a execução em concreto armado. Para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, o projeto deve estar em conformidade com a NBR 6118 (ABNT 2023).

Este tipo de estrutura de contenção é solicitado majoritariamente por flexo-compressão, ou seja, a flexão acompanhada de esforços normais de tração. De acordo com a NBR 6118 (ABNT 2023), o dimensionamento é obtido através de parâmetros adimensionais (v e μ), do esforço normal solicitante e do momento fletor normal solicitante, semelhante ao dimensionamento de pilares circulares.

Os momentos fletores desempenham um papel fundamental na análise e no dimensionamento de estruturas de contenção do tipo cortina de estacas. Os momentos fletores são cargas resultantes de forças externas que atuam sobre a estrutura, causando flexão nas estacas que a compõem. A compreensão de como esses momentos afetam a estabilidade e a segurança das estruturas de contenção é essencial para seu projeto e análise. Alguns pontos são de importante entendimento para o dimensionamento correto dos momentos:

- a) **Distribuição de Cargas:** Cortina de estacas suportam as cargas da terra ou da água que exercem pressão sobre a estrutura. Essas cargas são transferidas para as estacas através de momentos fletores.
- b) **Flexão das Estacas:** As estacas podem se curvar sob a influência dos momentos fletores. Portanto, é fundamental dimensionar a cortina para resistir às forças de flexão, garantindo que não haja rupturas ou deformações excessivas.
- c) **Variação de Momentos:** Os momentos fletores variam ao longo da altura da cortina, com valores máximos geralmente ocorrendo geralmente a um terço do comprimento enterrado da estaca. Como poderá ser visto a frente no dimensionamento da estrutura.
- d) **Materiais e Seção Transversal:** O tipo de material e sua seção transversal têm um impacto significativo na capacidade de resistir a momentos fletores. Materiais como concreto armado ou aço são comuns devido à sua resistência à flexão.
- e) **Análise Estrutural:** A análise estrutural é necessária para determinar os momentos fletores nas estacas ao longo da altura da cortina. Isso envolve a consideração de cargas, propriedades dos materiais e as condições de contorno da estrutura.

- f) Fatores de Segurança: É importante aplicar fatores de segurança adequados no dimensionamento das estacas para garantir que a estrutura seja capaz de resistir às cargas e aos momentos inesperados, bem como às variações nas condições do solo ou da água.
- g) Cargas Adicionais: Além das cargas do solo, outros fatores, como cargas de tráfego, cargas sísmicas ou cargas de vento, também podem influenciar os momentos fletores nas estacas e devem ser consideradas no projeto.

Para o cálculo dos momentos existe um passo a passo a ser seguido, com informações já citadas acima. São elas:

- a) Coleta de Dados e Informações: informações geotécnicas, como as propriedades do solo, incluindo coesão, ângulo de atrito e densidade, que são possíveis para calcular a pressão do solo, dimensões das estacas, a distância entre elas e a profundidade das estacas;
- b) Identificação de cargas atuantes na cortina: pressão do solo, pressão da água, cargas de construção ou cargas externas;
- c) Cálculo dos empuxos: podendo utilizar métodos como Rankine ou Coulomb;
- d) Determinação dos Momentos Fletores: a cortina de estacas é dividida em segmentos verticais, calculando as cargas laterais atuantes em cada segmento. Para calcular os momentos fletores em uma estaca individual, utiliza-se a solução dos momentos fletores em uma viga:

$$M \geq F \cdot d \quad (2)$$

Onde M é o momento fletor, F é a carga lateral atuante e d é a distância da linha de ação da carga ao eixo da estaca;

- e) Análise de Fatores de Segurança: são considerados os fatores de segurança protegidos para a estrutura e as condições de carregamento. Posteriormente verifica-se se os momentos calculados não excedem a capacidade de carga admissível das estacas ou da estrutura;
- f) Dimensionamento da Estrutura: de posse de todos os dados é possível determinar se as dimensões da estaca irão suportar as cargas atuantes.

A partir destes obtém-se os esforços solicitantes citados acima e assim é possível determinar as armaduras longitudinais para resistir aos momentos fletores, as armaduras transversais para resistência a esforços cortantes, e a determinação das áreas de aço mínimas e máximas, para verificações de segurança, exigidos pela norma.

Com relação aos valores-limite das armaduras longitudinais, a NBR 6118 (ABNT 2023) estabelece o cálculo através das Equações (3) e (4), para determinação da área de aço mínima ($A_{s,mín}$) e área de aço máxima ($A_{s,máx}$), respectivamente.

$$A_{s,mín} = \frac{0,15N_d}{f_{yd}} \geq 0,004A_c \quad (3)$$

$$A_{s,máx} = 0,08A_c \quad (4)$$

Onde N_d é o esforço solicitante normal de cálculo, f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço e A_c é a área de concreto referente à seção transversal do elemento.

Para o cálculo da resistência do elemento em relação à força cortante, é necessário que haja duas verificações, como apresentado nas Equações (5) e (6).

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (5)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (6)$$

Onde V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo, V_{Rd2} a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, V_{Rd3} a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, V_c a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal.

Para fins deste trabalho, será adotado o modelo de cálculo I da NBR 6118 (ABNT 2023), que admite as diagonais de compressão inclinadas com inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e a parcela complementar V_c com valor constante, independentemente de V_{sd} .

Para a verificação da compressão diagonal do concreto (V_{Rd2}), o modelo apresenta a Equação (7).

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}A_{ef} \quad (7)$$

Onde f_{cd} representa a resistência de cálculo do concreto e os demais parâmetros são dados pelas Equações (8) e (9)

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250} \quad (8)$$

$$A_{ef} = \frac{\pi d_{ef}^2}{4} \quad (9)$$

Em que f_{ck} é a resistência característica do concreto, A_{ef} é a área efetiva do elemento. d_{ef} corresponde ao diâmetro efetivo da estaca, e é calculado conforme a Equação (10).

$$d_{ef} = d_{estaca} - \left(c + \frac{\emptyset_t}{2} \right) \quad (10)$$

O d_{estaca} corresponde ao diâmetro total da estaca, \emptyset_t é relativo ao diâmetro da armadura transversal e c corresponde ao cobrimento do aço.

Com relação à verificação da tração diagonal do concreto (V_{Rd3}), as parcelas de V_C e V_{Sw} são obtidas conforme as Equações(11) e (12).

$$V_C = 2 \cdot 0,6 f_{ctd} A_{ef} \quad (11)$$

$$V_{Sw} = \frac{A_{Sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (12)$$

A parcela f_{ctd} refere-se à resistência de cálculo a tração direta do concreto, A_{Sw} é a área da seção transversal dos estribos, s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal, f_{ywd} a resistência de cálculo ao escoamento da armadura transversal, e α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento.

A armadura transversal mínima ($A_{Sw,mín}$) exigida pela NBR 6118 (ABNT 2023) pode ser definida pela Equação (13).

$$A_{Sw,mín} = \rho_{sw,mín} \cdot 100 \cdot d_{ef} = 0,2 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \right) \cdot 100 \cdot d_{ef} \quad (13)$$

O espaçamento entre os estribos (s) é definido de forma que a área da barra do estribo ($A_{\emptyset t}$) seja dividida pela metade da armadura transversal mínima, conforme a Equação (14)

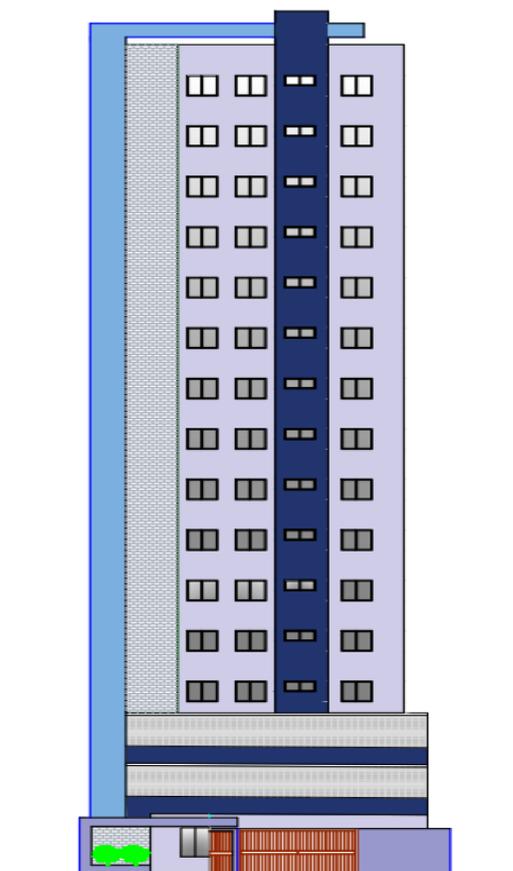
$$s = \frac{A_{\emptyset t}}{\frac{A_{Sw,mín}}{2}} \quad (14)$$

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Estudo de Caso

Esse trabalho teve como objetivo a análise e dimensionamento de uma estrutura de cortina de estacas espaçadas, para a contenção das divisas de um lote em área urbana, onde será executado um edifício residencial multifamiliar, composto por um pavimento térreo, dois pavimentos de garagem e 15 pavimentos tipo. É possível notar, a partir da Figura 3.1, que não há a presença de pavimentos no subsolo, logo a necessidade da cortina de estacas se dá pelo desnível do terreno e pela instabilidade que foi detectada do terreno. Para a execução da edificação, será necessário a realização de um corte para nivelamento, esse corte ocasionaria uma instabilidade na encosta, logo foi percebido que haveria a necessidade de realizar uma estrutura de contenção.

Figura 3.1 – Edificação a ser implantada.



Fonte: Autores (2023)

O edifício será implantado na cidade de Lavras – Minas Gerais, e estará localizado na parte intermediária de uma quadra no centro da cidade, fazendo divisa com residências.

Levando em consideração as limitações de equipamentos, da mão de obra e por se tratar de uma região central da cidade, foi escolhido o tipo de estrutura de contenção em cortina de estacas espaçadas. Esse tipo de estrutura apresenta algumas vantagens relevantes para o caso em questão, oferecendo boa flexibilidade, menor custo quando comparadas a outros tipos de cortinas, maior rapidez de execução, fator de grande importância devido a localização da obra ser em uma área central. Corrobora ainda o fato desta ser um tipo de contenção comumente utilizado na região.

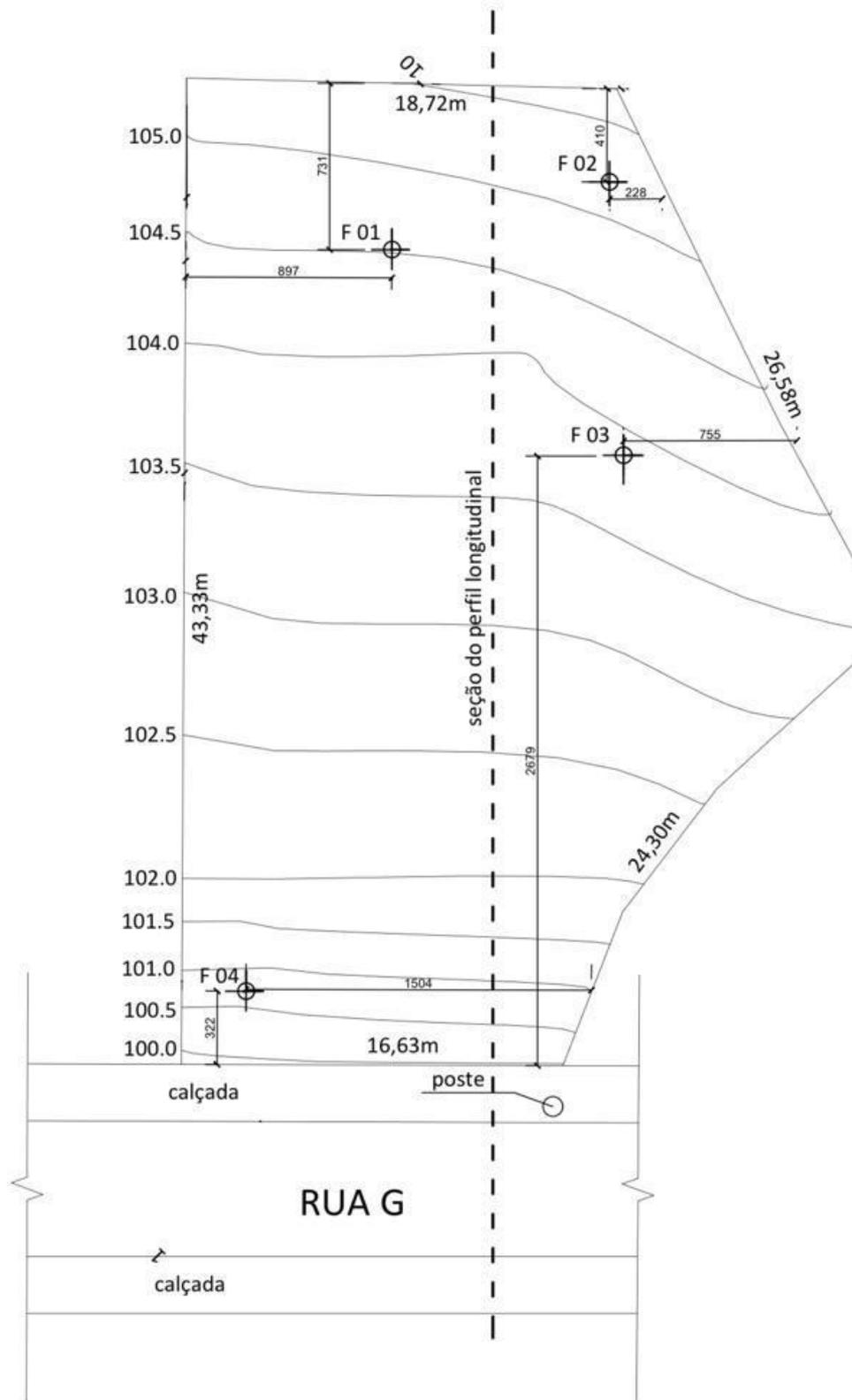
Para conhecimento das características do solo e posição do lençol freático, foram realizadas sondagens a percussão, conhecidas como sondagens de simples reconhecimento SPT (ANEXO A – BOLETINS DE SONDAGEM). De acordo com a área total do terreno foram realizados quatro furos, como prescrito pela norma NBR 8036 (ABNT 1983), a qual cita que o número mínimo de furos é de 1 furo para cada 200m², sendo indicado no mínimo dois furos.

3.2 Métodos

3.2.1 Estratigrafia

A definição da seção geológica foi realizada com auxílio do *software* GEO5 2021 versão estudantil, a partir dos 04 furos de sondagem SPT realizados na área do terreno. No *software*, foi gerado um modelo 3D a partir do qual foi definida uma seção representativa atravessando transversalmente o meio do terreno, como mostra a Figura 3.2.

Figura 3.2 – Seção do perfil longitudinal do terreno.



Fonte: Autores (2023)

3.2.2 Parâmetros de Resistência do Solo

Para avaliar a estabilidade dos taludes da obra é preciso conhecer os parâmetros de resistência do solo. Desta forma, como não foram realizados ensaios de resistência no terreno, adotou-se correlações com o N_{SPT} (Índice de resistência à penetração) para obtenção da coesão e ângulo de atrito efetivos do solo, bem como do peso específico do material.

3.2.2.1 Ângulo de Atrito Efetivo

Para o ângulo de atrito, foi feito um tratamento de dados utilizando os valores encontrados em três metodologias diferentes, sendo elas a de Kulhawy & Mayne (1990), como mostra a Equação (15); Hatanaka & Uchida (1996), conforme Equação (16); e Wolff (1989), de acordo com a Equação (17).

Todas estas metodologias fazem correlação do ângulo de atrito ao N_{SPT} .

$$\phi = 54 - 27,6034 * e^{(-0,014 \times (N_1)_{60})} \quad (15)$$

$$\phi = 20 + \sqrt{15,4 + (N_1)_{60}} \quad (16)$$

$$\phi = 27,1 + 0,3 \times (N_1)_{60} - 0,00054 \times (N_1)_{60}^2 \quad (17)$$

Onde ϕ é o ângulo de atrito em graus; $(N_1)_{60}$ é o índice de resistência à penetração corrigido do solo, obtido através da equação (18).

$$(N_1)_{60} = (N_{SPT})_{60} \times C_N \quad (18)$$

$$1,5 > C_N = \sqrt{\frac{P_{atm}}{\sigma'_v}} > 0,5 \quad (19)$$

Onde $(N_{SPT})_{60}$ é o índice de resistência à penetração com energia de compactação de 60; C_N é um fator corretivo calculado pela metodologia de Liao e Whitman (1985), conforme expresso na Equação (21).

3.2.2.2 Coesão Efetiva

A coesão do solo nos materiais da seção geológica foi calculada pela metodologia proposta por Berberian (2015) para valores drenados, uma vez que não foram coletadas amostras para realização de ensaios triaxiais. Serão adotados valores efetivos para a coesão de todos os materiais, assumindo que estes terão comportamento drenado, mesmo quando abaixo do nível d'água. A Equação (20) retrata a metodologia de Berberian.

$$c' = \frac{(N_1)_{60}}{0,35} \leq 60 \text{ kPa} \quad (20)$$

Onde c' é a coesão efetiva do solo em kPa, e $(N_1)_{60}$ é o índice de resistência à penetração corrigido do solo.

3.2.2.3 Peso Específico Natural

Para obtenção do peso específico natural do solo, serão utilizados os valores tabelados definidos por Godoy (1972), que correlacionam a resistência à penetração (N_{SPT}) e a consistência/compacidade do solo com o seu peso específico. Os valores adotados estão descritos na Tabela 3.1 e Tabela 3.2.

Tabela 3.1 - Peso específico de solos argilosos.

N_{SPT}	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 3.2 - Peso específico de solos arenosos.

N_{SPT}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972)

Para os solos argilosos e siltosos, serão utilizados os dados da Tabela 3.1, já para os solos arenosos, serão empregados os dados da Tabela 3.2.

3.2.3 Análises de Estabilidade

Após definição da estratigrafia do terreno e obtenção dos parâmetros de resistência, será utilizada a seção representativa mencionada no item 3.2.1 para obtenção do fator de segurança do solo após o corte do terreno, sendo possível avaliar a necessidade de estrutura de contenção.

Para a realização das análises será utilizado o programa Slide 6.0, da RocScience, com análise de equilíbrio limite, onde serão consideradas três metodologias de cálculo: Bishop, Morgenstern-Price e Spencer.

Para efeito de análise, serão considerados dois cenários: superfície circular e superfície não-circular, com otimização dos menores fatores de segurança encontrados. Adotar-se-á uma sobrecarga de 20 kPa uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno, como preconiza a NBR 11682 (ABNT 2009), no item 7.3.3.

Ainda de acordo com a NBR 11682 (ABNT 2009), o fator de segurança mínimo requerido será de 1,50, uma vez que o nível de segurança desejado contra danos a vidas humanas e contra danos materiais e ambientais são altos.

Após a realização do dimensionamento, será feita outra análise de equilíbrio limite no Slide 6.0 de como que se obtenha os fatores de segurança mínimos após a implantação da contenção. Para este caso, serão estabelecidos os mesmos cenários relatados anteriormente.

3.2.4 Dimensionamento Geotécnico

As tensões e os consequentes empuxos atuantes na estrutura serão calculados de acordo com a metodologia de Rankine, apresentada pelas equações (21), (24) e (27).

$$\sigma_{ah} = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q_A \cdot K_a \quad (21)$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad (22)$$

$$K_a = \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)^2 \quad (23)$$

$$\sigma ph = \sigma v \cdot Kp + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} + q_p \cdot Kp \quad (24)$$

$$Kp = \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)^2 \quad (25)$$

$$\sigma Rh = \sigma ah - \frac{\sigma ph}{FS} \quad (26)$$

$$E = \int_0^h (\sigma Rh) \cdot dz \quad (27)$$

Onde σah são as tensões ativas horizontais; σph as tensões passivas horizontais; σv as tensões verticais; q_A e q_P são as sobrecargas ativa e passiva, respectivamente; γ o peso específico do material; Ka e Kp os coeficientes de empuxo ativo e passivo, respectivamente; c e φ a coesão e o ângulo de atrito do solo, respectivamente; σRh é a tensão horizontal resultante; FS é o fator de segurança associado; e E é o empuxo gerado.

Neste trabalho, foi decidido desprezar a parcela coesiva do solo, a fim de desconsiderar a minoração das tensões ativas que a coesão provoca. As tensões passivas que atuam na estrutura foram divididas por um fator de segurança (FS) de 2,0, conforme recomenda a NBR 11682 (ABNT 2009) para estruturas permanentes.

Para a determinação da ficha mínima foi adotado o Método de Blum. Este método, conforme é descrito no item 2.2.3, considera um ponto R, relativo ao ponto em que o somatório dos momentos gerados pelos empuxos ao longo da estrutura se anula, sendo este um ponto em que a estrutura se apresenta estável com relação às tensões atuantes. O cálculo é realizado através de iteração, até que se atinja o momento resultante nulo. A distância do ponto R até o ponto de tensões resultantes nula corresponde à ficha mínima admitida pela contenção. Entretanto, Blum recomenda um aumento de 20% deste valor, de modo que haja a mobilização do contra-empuxo (Ec), para aumento da estabilidade da estrutura.

3.2.4.1 Método Computacional

O *software* de geotecnia GEO5 2021 versão estudantil, da Fine Software, será utilizado para possibilitar uma análise comparativa com os resultados obtidos para dimensionamento geotécnico da estrutura.

Como premissa, adotar-se-á para o cálculo dos empuxos ativos e passivos a metodologia de Rankine, além de repetir as condições detalhadas no item acima. Para o coeficiente de

redução de pressão abaixo do fundo da vala, será considerado o valor de 1,00 e um coeficiente de redução de empuxo passivo no valor de 0,50, representado o fator de segurança (FS) de 2,0 mostrado acima.

3.2.5 Dimensionamento Estrutural

Para o dimensionamento estrutural desta estrutura de contenção, será também utilizado o *software* de geotecnia GEO5 2021, da Fine Software, a fim de definir a quantidade de armadura transversal e longitudinal necessária para combater os esforços cortantes e momentos fletores, respectivamente, além da definição do espaçamento entre as estacas.

Para efeitos de dimensionamento, será adotada a NBR 6118 (ABNT 2023). Serão considerados, inicialmente, concreto C20, aço CA-50, e estacas com diâmetros de 1,00 metro e espaçamento de 3,00 metros, de acordo com a Equação (1), onde é definido que o espaçamento entre estacas não pode ser superior a 3 vezes o seu diâmetro. Desta forma, o cenário mais crítico será considerado, indicando que os valores das forças internas encontradas (momento fletor e esforço cortante) exercerão força sobre uma superfície 3 vezes maior que o seu valor unitário. O cobrimento adotado para as armaduras será de 30 mm, conforme a NBR 6118 (ABNT 2023).

Após a obtenção dos resultados de momento fletor e esforço cortante pelo *software* GEO5 2021, será utilizado o *software* Ftool, desenvolvido na PUC-Rio, com o propósito de obter um comparativo dos esforços internos encontrados pelo programa da Fine Software.

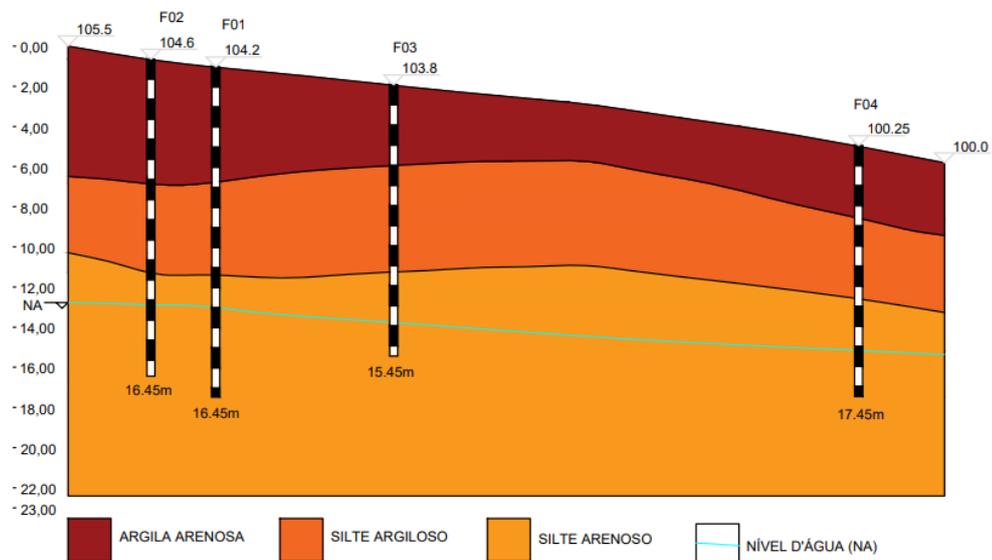
Com o auxílio do programa foi montada a situação com as tensões atuantes sobre a estaca, calculadas anteriormente, através da metodologia de Rankine. Com isso pode-se determinar as tensões solicitantes que a estaca iria sofrer, para facilitar seu dimensionamento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Perfil Estratigráfico

O perfil estratigráfico apresentado na Figura 4.1 mostra que o nível d'água se encontra no solo classificado como silte arenoso. Pelo fato de o corte no terreno ser realizado até a cota do nível da rua, o que significa um corte de 4,80 metros, a posição do nível d'água condiciona a execução de cortinas de estacas espaçadas, uma vez que esse tipo de contenção é impossibilitado quando o nível d'água está presente na seção de corte. Diante deste cenário, procedeu-se para as análises de estabilidade do talude.

Figura 4.1 - Perfil estratigráfico do terreno.



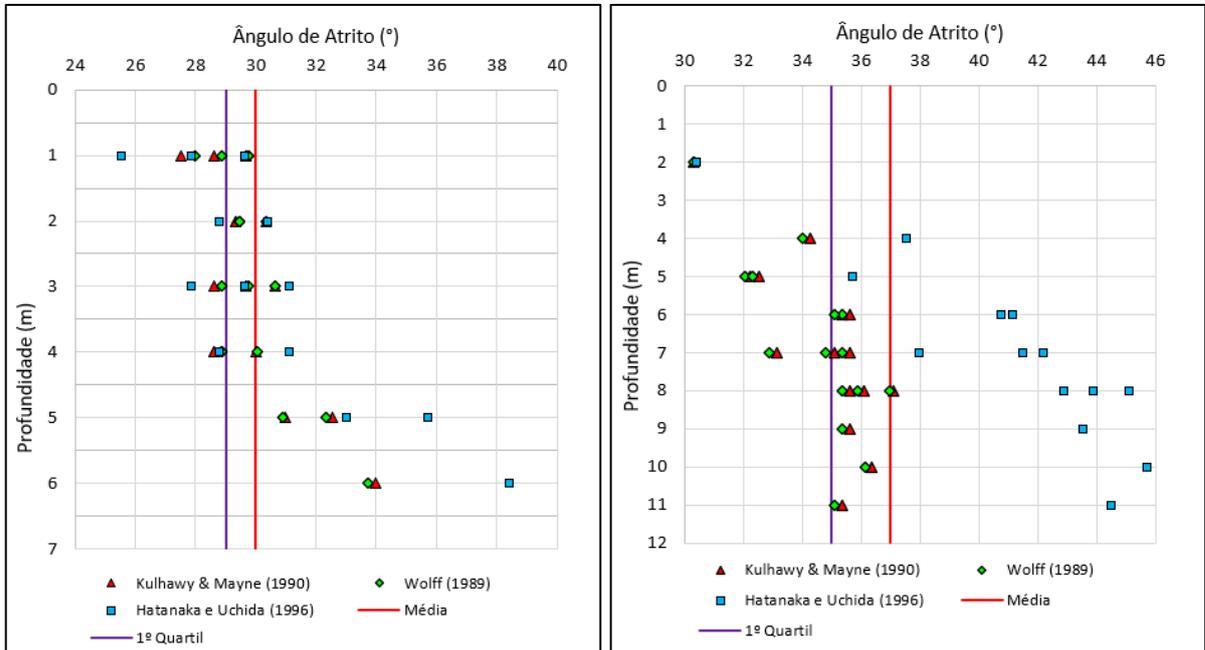
Fonte: Autores (2023)

4.2 Parâmetros de Resistência do Solo

Dentre os três métodos adotados para definição do ângulo de atrito, o método de Kulhawy & Mayne (1990) e o método de Wolff (1989) tiveram valores muito próximos para todos os materiais, enquanto Hatanaka & Uchida (1996) em algumas ocasiões apresentou valores um pouco discrepantes. Neste cenário, fez-se um comparativo gráfico entre a média e o 1º quartil dos valores obtidos para cada um dos materiais, mostrado no Gráfico 4.1, onde foi

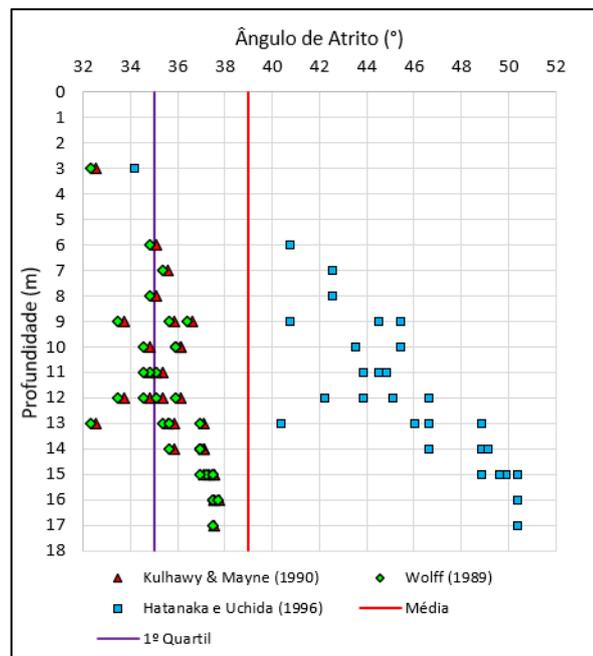
possível notar que os valores do 1º quartil foram sempre mais representativos que a média. Assim, foi decidido pela utilização dos valores do 1º quartil.

Gráfico 4.1 – Valores de ângulo de atrito encontrados em cada metodologia para (a) argila arenosa; (b) silte argiloso; (c) silte arenoso.



(a)

(b)



(c)

Fonte: Autores (2023)

A seguir é apresentada a Tabela 4.1 com os valores adotados para cada material.

Tabela 4.1 – Valores de ângulo de atrito adotados para cada material.

Material	Ângulo de Atrito (°)	Metodologia
Argila Arenosa	29	1° Quartil
Silte Argiloso	35	1° Quartil
Silte Arenoso	35	1° Quartil

Fonte: Autores (2023)

Com relação aos valores de coesão efetiva, foi aplicada a metodologia de Berberian (2015) e, para a argila arenosa, foi encontrado um valor médio de 18 kPa. Após análise do Gráfico 4.2, é possível perceber que a média apresenta um valor pouco representativo. Deste modo, foi decidido adotar para a coesão efetiva o valor referente ao 1° quartil dos valores obtidos, no valor de 11 kPa. Para os demais materiais (silte argiloso e silte arenoso), a metodologia de Berberian não apresentou valores satisfatórios, uma vez que os resultados obtidos no Gráfico 4.2 foram muito maiores que o esperado para estes materiais, conforme valores usuais disponíveis em literatura. Diante desta incerteza, foi decidido por desprezar o valor da coesão efetiva nestes materiais.

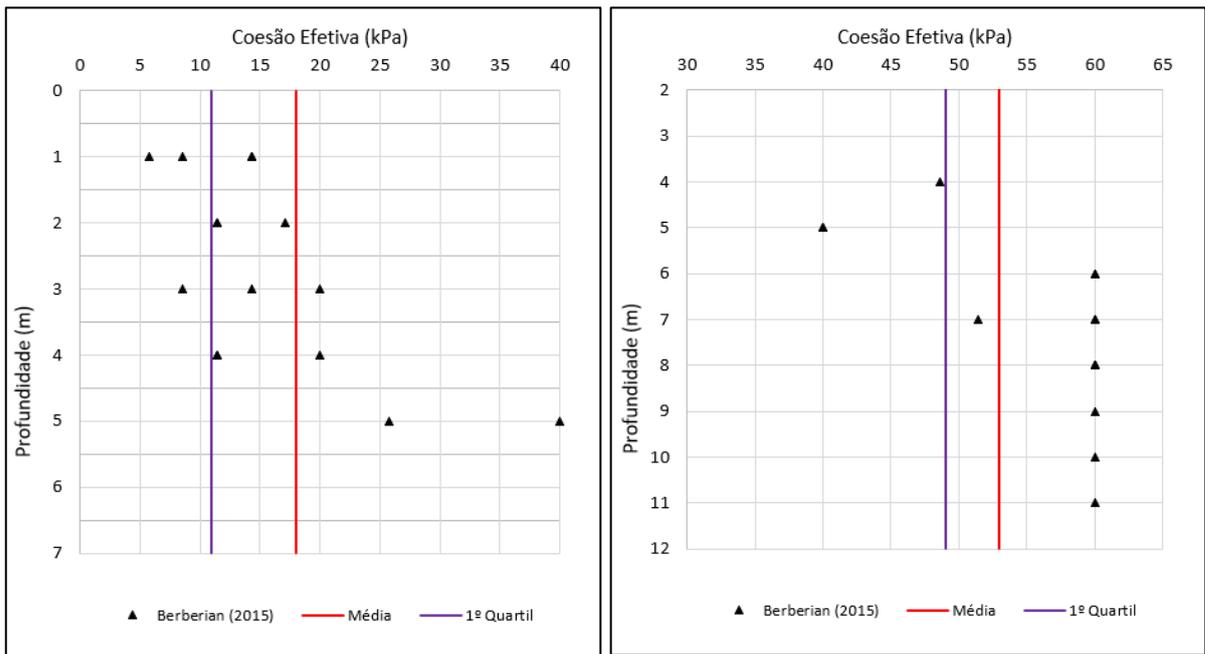
A Tabela 4.2 apresenta os valores de coesão adotados para as três camadas de solos da seção geológica.

Tabela 4.2 – Valores de coesão efetiva adotados para cada material.

Material	Coesão Efetiva (kPa)	Metodologia
Argila Arenosa	11	1° Quartil
Silte Argiloso	0	Nulo
Silte Arenoso	0	Nulo

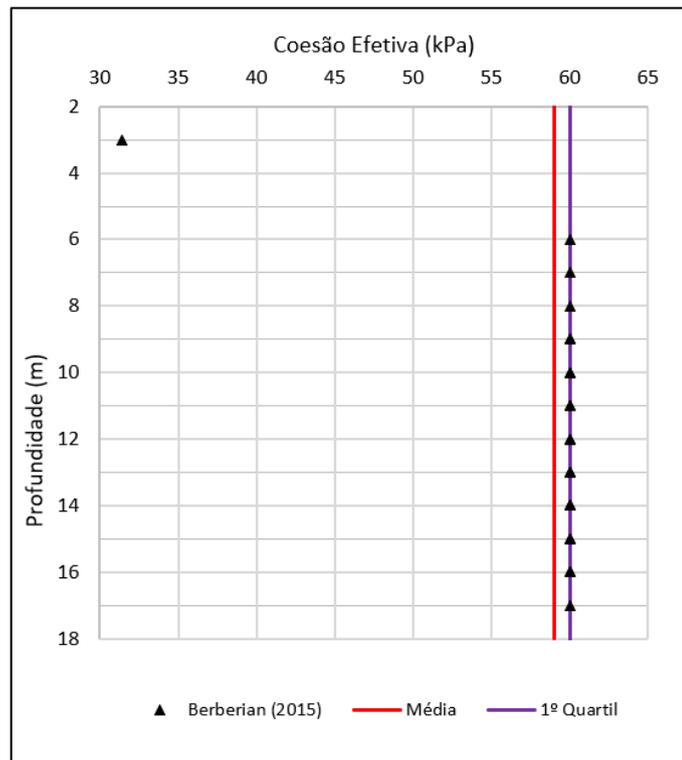
Fonte: Autores (2023)

Gráfico 4.2 - Valores de coesão efetiva encontrados para (a) argila arenosa; (b) silte argiloso; (c) silte arenoso.



(a)

(b)



(c)

Fonte: Autores (2023)

Para os valores de peso específico natural do solo, foram utilizadas as médias dos valores encontrados para cada camada de solo da seção, resultando nos dados informados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores de peso específico natural adotados para cada material.

Material	Peso Específico Natural (kN/m³)	Metodologia
Argila Arenosa	16	Média
Silte Argiloso	20	Média
Silte Arenoso	21	Média

Fonte: Autores (2023)

4.3 Análises de Estabilidade Sem Estrutura de Contenção

Com a seção definida, apresentada no item 4.1, foi realizado o corte do terreno, resultando na geometria apresentada na Figura 4.2.

Dentre as três metodologias de cálculo adotadas (Bishop, Morgenstern-Price e Spencer), o método de Bishop foi o que apresentou menor fator de segurança, tanto para a superfície circular quanto não-circular, como apresentado na Tabela 4.4, em circunstância deste método ser menos rigoroso quando comparado aos demais (APÊNDICE A – ANÁLISES DE ESTABILIDADE).

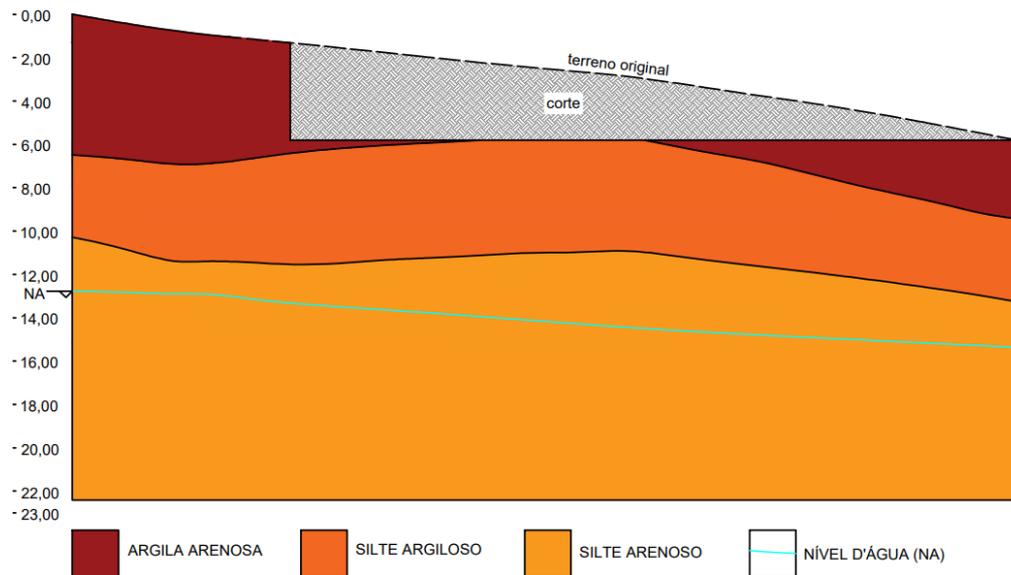
Tabela 4.4 - Fatores de Segurança obtidos para superfícies circulares e não-circulares.

Superfície	Bishop	Morgenstern-Price	Spencer	FS Mínimo
Não-circular	0,61	0,78	0,78	1,50
Circular	0,74	0,78	0,78	1,50

Fonte: Autores (2023)

Como o fator de segurança mínimo obtido foi de 0,61 para a condição não-circular, sendo este menor que o fator de segurança mínimo normativo, haverá a necessidade de executar contenção no solo onde haverá o corte.

Figura 4.2 – Seção estratigráfica com corte.



Fonte: Autores (2023)

4.4 Dimensionamento Geotécnico

A partir da posição do corte realizado no terreno, mostrado na Figura 4.3, foi definida a profundidade de cada uma das camadas de material apresentadas na seção estratigráfica. A Tabela 4.5 descreve o valor de tais profundidades.

Tabela 4.5 – Relação das profundidades de cada material da seção estratigráfica.

Camada	Profundidade (m)
Argila Arenosa	0,00 - 5,10
Silte Argiloso	5,10 - 10,10
Silte Arenoso - Seco	10,10 - 12,00
Silte Arenoso - Saturado	12,00 - 21,10

Fonte: Autores (2023)

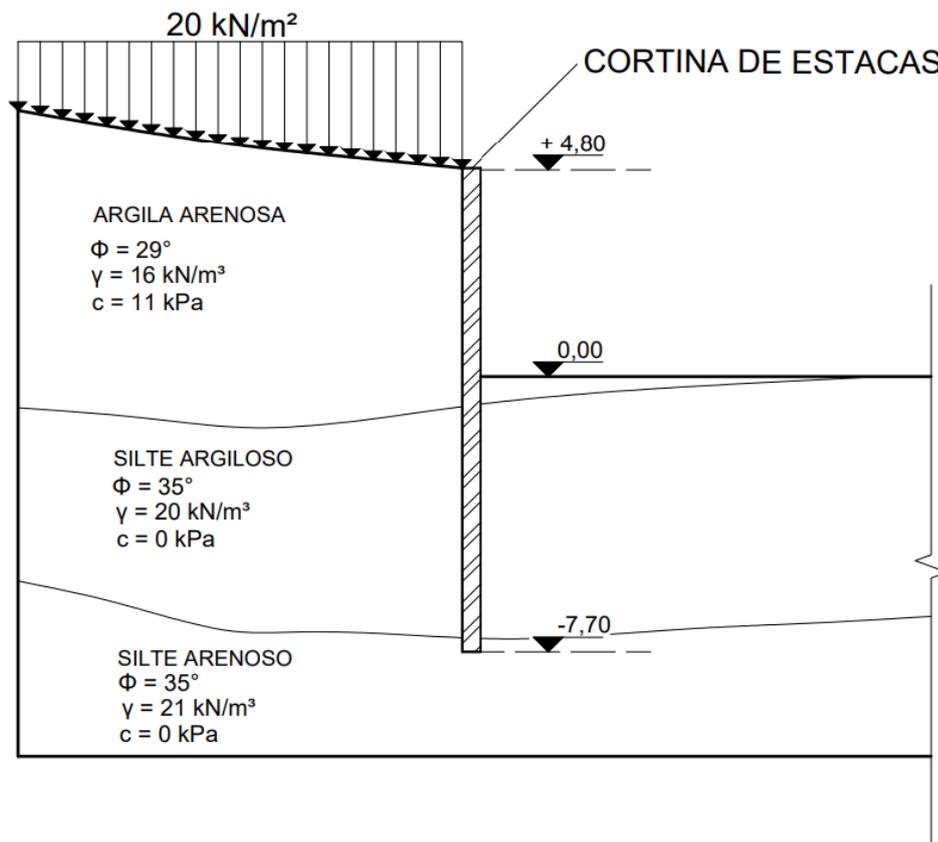
A determinação dos coeficientes de empuxo do solo foi dividida para os três materiais que compõem a seção estratigráfica do terreno. Assim, a Tabela 4.6 apresenta os dados de empuxo ativo e passivo obtidos, através da metodologia detalhada no item 3.2.3.

Tabela 4.6 – Coeficientes de empuxo obtidos pelo método de Rankine.

Material	Coeficiente de Empuxo Ativo (K_a)	Coeficiente de Empuxo Passivo (K_p)
Argila Arenosa	0,35	2,88
Silte Argiloso	0,27	3,69
Silte Arenoso	0,27	3,69

Fonte: Autores (2023)

Figura 4.3 - Seção longitudinal do perfil do terreno com a cortina de estacas.



Fonte: Autores (2023)

Definidos os valores de K_a e K_p , foi possível calcular as tensões ativas e passivas atuantes ao longo da estrutura, como apresentado na Tabela 4.9, definindo inicialmente a profundidade da estaca para um valor maior que 21,10 metros, profundidade limite conhecida na seção.

Em posse dos dados apresentados na Tabela 4.9, foi possível encontrar o ponto onde a tensão resultante σ_{Rh} é igual a 0, sabendo que este é o ponto onde as tensões ativas e passivas se anulam. Assim, por iteração foi encontrado que as tensões se anulam na profundidade de 5,69 metros.

Em cada variação de altura apresentada, foi calculado um valor de empuxo, através da Equação (27).

A partir de iterações feitas com a profundidade da estaca, foi encontrado que o momento resultante nulo acontece na profundidade de 11,248 metros, sendo este o chamado Ponto R. Assim, foram recalculadas as tensões atuantes ao longo das camadas apresentadas na Tabela 4.9, alterando a profundidade encontrada para momento nulo. A Tabela 4.10 apresenta a nova configuração das tensões, a partir da qual é possível notar que a profundidade da estaca não atinge a última camada (Silte Arenoso – Saturada), uma vez que essa camada se inicia na profundidade de 12 metros. No Gráfico 4.3, é apresentada a configuração do gráfico de distribuição das tensões atuantes ao longo da profundidade.

Na Tabela 4.7, são apresentados os empuxos gerados pelas tensões ativas e passivas, responsáveis pelo resultado da profundidade encontrada para momento nulo.

Tabela 4.7 – Empuxos gerados pelo método de Rankine.

Camada	Δh (m)	Empuxo (kPa)	Braço de Alavanca (m)
Argila Arenosa	0,00 - 4,80	97,264	8,32
Argila Arenosa	4,80 - 5,10	9,288	6,29
Silte Argiloso	5,10 - 5,69	5,540	5,75
Silte Argiloso	5,69 - 10,10	-305,683	2,62
Silte Arenoso - Seco	10,10 - 11,25	-181,072	0,55

Fonte: Autores (2023)

Com a profundidade do Ponto R definida, partiu-se para a determinação da ficha mínima, através do Método de Blum. Para tanto, foi encontrado uma ficha no valor de 5,55 metros. Como Blum recomenda, foi acrescido 20% do valor da ficha mínima para mobilização do contra-empuxo na estrutura. Deste modo, foi obtida a profundidade final da estaca e sua respectiva profundidade enterrada, identificados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Determinação da ficha mínima e altura final da estaca.

Ponto R (m)	ΣM (kN.m/m)	$f_{min.}$ (m)	$f_{1,20 min.}$ (m)	Altura final (m)	Prof. Enterrada (m)
11,248	0,00	5,555	6,67	12,50	7,70

Fonte: Autores (2023)

Tabela 4.9 - Cálculo das tensões atuantes ao longo das camadas.

CAMADA	Corte (m)	c' (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m³)	γ_w (kN/m³)	Ka	Kp	h (m)	q_A (kPa)	σ_{ah} (kPa)	q_p (kPa)	σ_{ph} (kPa)	FS	σ_{ph}/FS (kPa)	σ_{Rh} (kPa)
Argila Arenosa	4,80	0	29	16	10	0,35	2,88	0,00	20	6,94	0	-	2	-	6,94
Argila Arenosa	4,80	0	29	16	10	0,35	2,88	4,80	20	33,59	0	0,00	2	0,00	33,59
Argila Arenosa	4,80	0	29	16	10	0,35	2,88	5,10	20	35,25	0	13,83	2	-6,92	28,34
Silte Argiloso	0,00	0	35	20	10	0,27	3,69	5,10	101,6	27,53	4,8	17,71	2	-8,86	18,68
Silte Argiloso	0,00	0	35	20	10	0,27	3,69	10,10	101,6	54,63	4,8	386,73	2	-193,37	-138,73
Silte Arenoso - Seco	0,00	0	35	21	10	0,27	3,69	10,10	201,6	54,63	104,8	386,73	2	-193,37	-138,73
Silte Arenoso - Seco	0,00	0	35	21	10	0,27	3,69	12,00	201,6	65,44	104,8	533,97	2	-266,98	-201,54
Silte Arenoso - Saturado	0,00	0	35	21	10	0,27	3,69	12,00	241,5	65,44	144,7	533,97	2	-266,98	-201,54
Silte Arenoso - Saturado	0,00	0	35	21	10	0,27	3,69	21,10	241,5	183,57	144,7	994,35	2	-497,18	-313,61

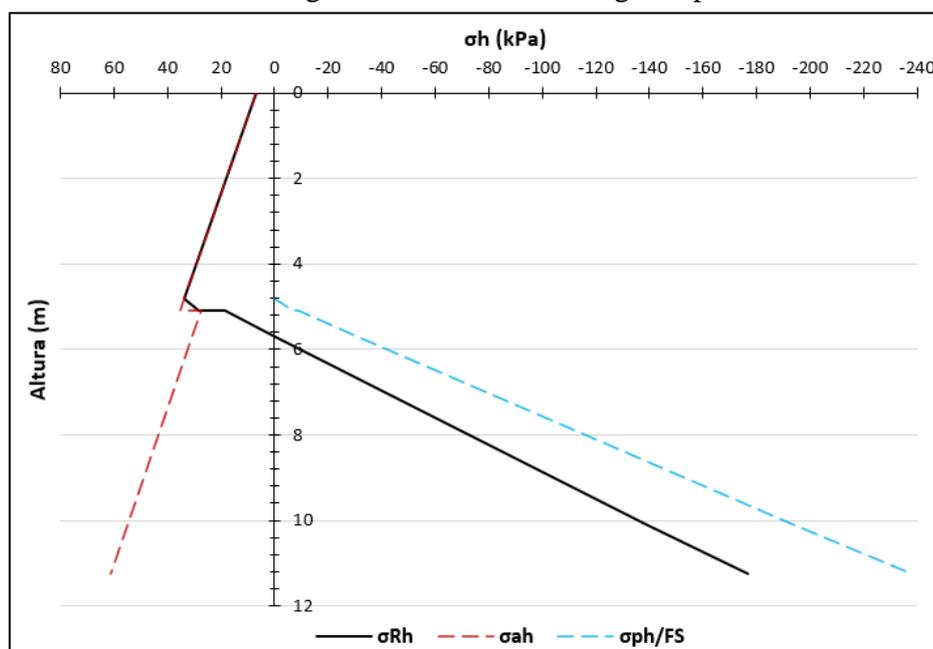
Fonte: Autores (2023)

Tabela 4.10 – Cálculo das tensões atuantes na estrutura.

CAMADA	Corte (m)	c' (kPa)	φ (°)	γ (kN/m³)	γ_w (kN/m³)	Ka	Kp	h (m)	q_A (kPa)	σ_{ah} (kPa)	q_p (kPa)	σ_{ph} (kPa)	FS	σ_{ph}/FS (kPa)	σ_{Rh} (kPa)
Argila Arenosa	4,80	0	29	16	10	0,35	2,88	0,00	20	6,94	0		2		6,94
Argila Arenosa	4,80	0	29	16	10	0,35	2,88	4,80	20	33,59	0	0,00	2	0,00	33,59
Argila Arenosa	4,80	0	29	16	10	0,35	2,88	5,10	20	35,25	0	-13,83	2	-6,92	28,34
Silte Argiloso	0,00	0	35	20	10	0,27	3,69	5,10	101,6	27,53	4,8	-17,71	2	-8,86	18,68
Silte Argiloso	0,00	0	35	20	10	0,27	3,69	5,69	101,6	30,75	4,8	-61,50	2	-30,75	0,00
Silte Argiloso	0,00	0	35	20	10	0,27	3,69	10,10	101,6	54,63	4,8	-386,73	2	-193,37	-138,73
Silte Arenoso - Seco	0,00	0	35	21	10	0,27	3,69	10,10	201,6	54,63	104,8	-386,73	2	-193,37	-138,73
Silte Arenoso - Seco	0,00	0	35	21	10	0,27	3,69	11,25	201,6	61,17	104,8	-475,70	2	-237,85	-176,69

Fonte: Autores (2023)

Gráfico 4.3 – Diagrama de tensões ao longo da profundidade.



Fonte: Autores (2023)

Considerando que a altura final da estaca estaria na profundidade de 12,50, e que este valor é superior à posição do nível d'água onde ocorreu o corte, para a execução da cortina de estacas será necessária a utilização de camisas metálicas antes da escavação, de modo que a água não interfira na modelagem do concreto.

Para este caso, é recomendado a utilização de estacas do tipo hélice contínua, por ser executada com um trado helicoidal contínuo que realiza a concretagem enquanto acontece a retirada do solo.

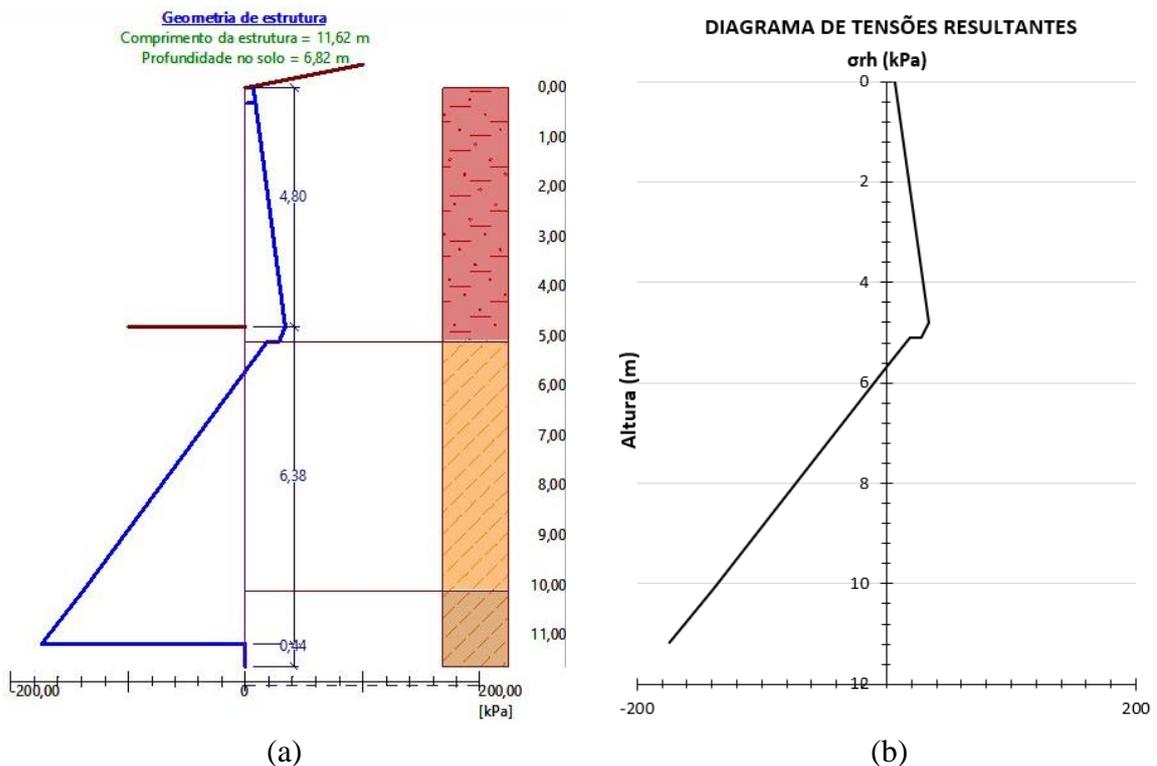
4.5 Método Computacional

Conforme mencionado no item 3.2.5, foi realizado o dimensionamento geotécnico também através do *software* GEO5 2021, para efeito comparativo aos resultados obtidos no item acima.

A Figura 4.4 apresenta um comparativo do diagrama de tensões resultantes obtido no programa, pelo método de Rankine e mantidas as condições anteriores e o diagrama de tensões resultantes obtido pelos autores.

Ao comparar os diagramas apresentados, é possível identificar que os resultados foram muito semelhantes, indicando um correto dimensionamento geotécnico realizado no item 4.4. É notória apenas uma pequena diferença na profundidade de momento nulo da estaca, resultando em uma discrepância de 4 cm, e com relação à profundidade final da estaca, de 11,62 metros, sendo que esta é quase 1,00 metro menor que a profundidade obtida e apresentada na Tabela 4.8. Tal diferença acontece pela metodologia de cálculo da ficha mínima adotada pelo *software* GEO5, onde não é especificado qual método foi utilizado, mas é possível afirmar que o método adotado é menos conservador ao método de Blum.

Figura 4.4 – Comparativo dos diagramas de tensões resultantes (a) pelo método computacional; (b) obtido pelos autores.



Fonte: Autores (2023)

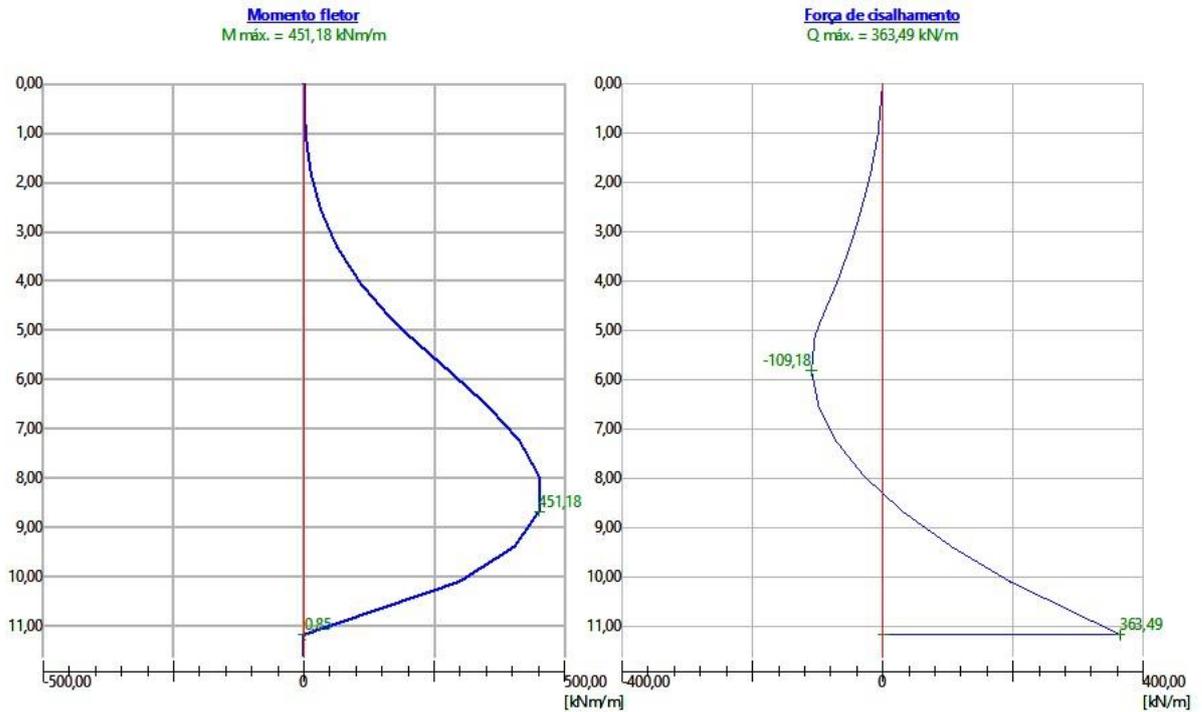
4.6 Dimensionamento Estrutural

A partir do diagrama de tensões apresentado na Figura 4.4, o GEO5 apresenta os diagramas de esforços internos da estrutura. A Figura 4.5 retrata os diagramas e valores máximos obtidos.

Com o auxílio do Ftool, foi representada a situação apresentada no Gráfico 4.3, como forma de comparação com os resultados obtidos abaixo. Deste modo, os valores de momento

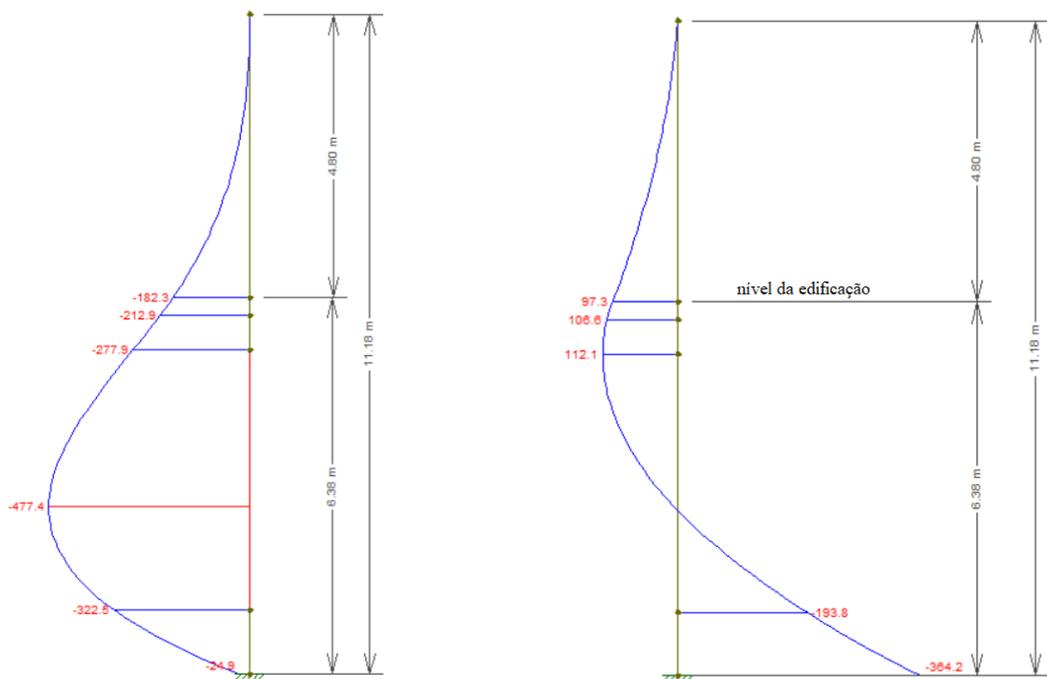
fletor solicitante máximo e a máxima força cortante atuante na estrutura obtidos estão representados na Figura 4.6.

Figura 4.5 – Diagramas de esforços internos da estrutura.



Fonte: Autores (2023)

Figura 4.6 – Diagrama de esforços internos da estrutura.



Fonte: Autores (2023)

Nota-se que o momento fletor e esforço cortante máximo obtidos pela GEO5 são $M_{m\acute{a}x} = 451,18 \text{ kN.m/m}$ e $Q_{m\acute{a}x} = 363,49 \text{ kN/m}$, enquanto no Ftool foram obtidos os valores de $M_{m\acute{a}x} = 477,40 \text{ kN.m/m}$ e $Q_{m\acute{a}x} = 364,20 \text{ kN/m}$. É notório que os resultados encontrados foram bem semelhantes, como aconteceu com os gráficos de tensões resultantes. Esta pequena diferença se relaciona, possivelmente, devido ao fato de o GEO5 ser um *software* especializado em dimensionamento de estruturas de contenção, fazendo com que este leve em consideração uma maior quantidade de parâmetros geotécnicos e da própria estrutura, como a interação solo-estrutura, fator este que possivelmente foi o que gerou maior impacto nesta diferença entre os resultados.

Uma vez definidos os esforços solicitantes, partiu-se para o dimensionamento estrutural, considerando inicialmente estacas espaçadas em 3 metros e diâmetro de 1,00 metro. Para este cenário, os esforços internos seriam 3 vezes maiores que o valor unitário apresentado. Nesta condição, foi apresentada a necessidade de 17 armaduras longitudinais com diâmetro de 25 mm e armaduras transversais de 16 mm com espaçamento de 20 cm entre elas. Esta quantidade elevada de aço tornaria a execução pouco econômica. Assim, foi decidido realizar um comparativo de preços para definir o projeto mais econômico.

Para análise comparativa de preços, realizou-se consulta no site de fabricantes de aço CA-50 e concreto C20, sendo possível a definição do preço do metro cúbico (m^3) de concreto e da unidade de armaduras de 12 metros de comprimento para diversos diâmetros usuais.

Em posse dos preços de aço e concreto, foram testados cinco cenários diferentes:

- a) Cenário 1: Diâmetro da estaca de 1,00 metro;
- b) Cenário 2: Diâmetro da estaca de 0,60 metro;
- c) Cenário 3: Diâmetro da estaca de 0,50 metro;
- d) Cenário 4: Diâmetro da estaca de 0,40 metro;
- e) Cenário 5: Diâmetro da estaca de 0,30 metro;

Dentro de cada cenário, foram testados vários espaçamentos de forma a se obter o mais econômico. A Tabela 4.11 apresenta os resultados mais econômicos obtidos com os diferentes cenários analisados.

Analisando os dados apresentados abaixo, percebe-se que o Cenário 1 foi o que apresentou menor custo total, devido a este cenário apresentar menor quantidade de estacas, implicando num menor custo de aço em relação aos demais cenários.

Para todos os cenários avaliados, o momento resistente e a máxima força de cisalhamento de cálculo obtidos foram maiores que as solicitações máximas encontradas no GEO5 e no Ftool. O Cenário 1 apresentou $M_{Rd} = 1442,00 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 1432,20 \text{ kN.m}$ e $V_{Rd} = 1096,16 \text{ kN} > V_{Sd} = 1092,60 \text{ kN}$, sendo M_{Sd} o momento solicitante máximo e V_{Rd} a máxima força de cisalhamento encontrados no Ftool, uma vez que este apresentou valores pouco maiores que o GEO5. Neste último os valores encontrados foram de $M_{Sd} = 1353,54 \text{ kN.m}$ e $V_{Sd} = 1090,47 \text{ kN}$.

Em todos os cenários apresentados, houve a necessidade de implantação de armadura transversal apenas a partir da profundidade de 9,0 metros, em circunstância do concreto utilizado conseguir resistir aos os esforços de cisalhamento atuantes até essa profundidade, possibilitando um dimensionamento otimizado e mais econômico. Desta forma, foram definidas estacas com 1,00 metro de diâmetro e espaçamento de 3,00 metros entre elas, necessitando de 28 armaduras longitudinais de 20 mm e armaduras transversais espaçadas em 5 cm com diâmetro de 8 mm, com cobrimento das armaduras de 30 mm. Posteriormente ao dimensionamento, foi analisada a questão logística para a escavação da estaca hélice contínua, uma vez que na cidade de Lavras não há empresas que possuem o equipamento de escavação. Nesse contexto, foi consultada uma empresa da cidade de Varginha, cidade localizada a aproximadamente 100 km de distância de Lavras, e outra empresa na cidade de Belo Horizonte, distante de Lavras aproximadamente 250 km.

A empresa da cidade de Varginha possui estacas hélice contínua nos diâmetros de 30 cm e 40 cm, com um valor de mobilização e transporte de R\$ 3.500,00. Já a empresa de Belo Horizonte possui duas máquinas: a máquina grande, para diâmetros de até 1,20 metros, com mobilização e transporte no valor de R\$ 59.500,00; e a máquina pequena, para diâmetros de até 60 cm, no valor total de mobilização e transporte de R\$ 36.000,00.

Com base nas informações apresentadas acima, o cenário mais econômico continua sendo o Cenário 1, uma vez que este havia apresentado custo final de materiais bem abaixo dos demais, principalmente dos cenários que apresentavam os menores diâmetros (Cenário 4 e Cenário 5).

Tabela 4.11 – Custo total dos elementos estruturais nos diferentes cenários analisados.

Cenário	Espaçamento entre Estacas (m)	Número de Estacas	Diâmetros das Barras Longitudinais (mm)	Número de Barras Longitudinais	Diâmetros das Barras Transversais (mm)	Espaçamento entre Barras Transversais (cm)	Custo Concreto	Custo Aço	Custo Total
Cenário 1	3,00	8	20	28	8	5	R\$ 32.672,56	R\$ 50.392,08	R\$ 83.064,64
Cenário 2	1,20	19	16	33	12,5	15	R\$ 27.935,04	R\$ 89.857,08	R\$ 117.792,12
Cenário 3	0,75	30	20	17	10	15	R\$ 30.630,53	R\$ 110.140,20	R\$ 140.770,73
Cenário 4	0,60	37	12,5	47	6,3	5	R\$ 24.177,70	R\$ 150.970,73	R\$ 175.148,43
Cenário 5	0,30	74	12,5	36	8	10	R\$ 27.199,91	R\$ 234.978,86	R\$ 262.178,77

Fonte: Autores (2023)

4.7 Análise de Estabilidade Com Estrutura de Contenção

Definido o dimensionamento geotécnico e estrutural da estrutura, foi avaliada a estabilidade da seção do terreno com a implantação da contenção. Durante o primeiro cenário avaliado (não-circular), foi observado que as superfícies de ruptura que apresentaram menor fator de segurança nos três métodos avaliados acontecia no limite da seção (APÊNDICE A – ANÁLISES DE ESTABILIDADE).

Diante desta situação, foi decidido prolongar a seção atrás da estrutura de contenção, de modo que se obtenha um fator de segurança mais representativo.

Primeiramente, foi analisada a condição no cenário não-circular e este cenário já indicou uma ruptura com maior confiabilidade das condições reais, não mais acontecendo no limite da seção.

Desta forma, foram obtidos os fatores de segurança para superfícies circulares e não circulares. Assim como aconteceu nas análises de estabilidade sem a estrutura de contenção, o método de Bishop foi o que apresentou menores fatores de segurança, para ambos os cenários avaliados, como mostra a Tabela 4.12, justificado por ser um método menos rigoroso que os demais.

Tabela 4.12 - Fatores de Segurança obtidos para superfícies circulares e não-circulares.

Superfície	Bishop	Morgenstern-Price	Spencer	FS Mínimo
Não-circular	3,07	3,91	3,85	1,50
Circular	4,78	4,79	4,79	1,50

Fonte: Autores (2023)

A partir dos dados apresentados na tabela acima, é possível atestar a estabilidade do talude com a cortina de estacas, estando este bem acima do mínimo requerido pela NBR 11682 (ABNT 2009).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante dos cálculos geotécnicos realizados, reavaliados e comparados, foi definida uma cortina de estacas com 12,50 metros de profundidade para uma escavação de 4,80 metros. O dimensionamento estrutural, definido para estacas de 1,00 metro de diâmetro e 3,00 metros de espaçamento, resultou em 8 estacas com cada uma delas necessitando de 28 armaduras longitudinais de 20 mm e armaduras transversais espaçadas em 5 cm com diâmetro de 8 mm, e cobertura das armaduras de 30 mm. Este projeto demandará um custo de material, mobilização e transporte no valor total de R\$ 142.564,64. Valores relacionados à mão de obra, custo de escavação e demais custos não foram considerados neste trabalho. Importante ressaltar que, apesar de ter resultado em um custo menor, as estacas de diâmetros elevados causam uma redução no aproveitamento do terreno, não sendo indicadas quando há a necessidade de utilização máxima possível das dimensões do lote.

A altura da estaca excedeu o nível d'água encontrado, a partir de ensaios N_{SPT} , para a seção do terreno. Desta forma, faz-se necessário a execução de um tipo de estaca escavada que permita a implantação de concreto armado abaixo do nível d'água. Portanto, foi definido a execução de estaca hélice contínua, por este tipo de estaca ser executada com um trado helicoidal contínuo que realiza a concretagem enquanto acontece a retirada do solo, juntamente com a utilização de camisas metálicas antes da escavação, de modo que a água não interfira na modelagem do concreto.

A partir de um projeto de estrutura de contenção bem elaborado e estruturado, a probabilidade de aparecimento de erros em projeto passa a ser muito baixa. Para tanto, alguns fatores precisam e devem ser considerados. Inicialmente, as investigações de solo devem ser realizadas de maneira assertiva e coordenada, para obtenção de parâmetros geotécnicos confiáveis e condizentes com a estrutura. Outro ponto de suma importância é a implantação correta do método de determinação de forças atuantes na estrutura, bem como a consideração de sobrecargas congruentes com a realidade de ocorrência nas edificações vizinhas à estrutura. Deste modo, as análises de estabilidade da estrutura devem ser realizadas com o melhor método (equilíbrio limite ou tensão-deformação) para a condição da localidade, e com grande precisão, de modo a eliminar erros da condição do talude.

Por fim, com relação ao dimensionamento estrutural de uma estrutura de contenção, o cuidado com a definição correta dos esforços internos ocorrentes na estrutura é fundamental, de modo a eliminar riscos relacionados à estrutura subdimensionada, podendo levá-la à ruína.

5.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Como proposta de intervenção, são apresentadas como sugestões as seguintes abordagens:

1. Estudo do trânsito de cheias da região para consideração da precipitação máxima provável na definição da cota de N.A;
2. Realização de levantamento adequado das solicitações advindas das edificações vizinhas;
3. Consideração da sobrecarga da edificação a ser implantada no terreno;
4. Ampliar o número de métodos utilizados para a definição dos parâmetros de resistência do solo, de modo a se obter valores mais confiáveis.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, Stephane L. P. D. et al. **Fundações e Obras de Contenção**. Porto Alegre: SAGAH, 2021. 263p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

BARROS, Pécio L. de A. *et al.* **Manual Técnico de Obras de Contenção Maccaferri**. [Jundiaí]. [s.n.] c2021. 220 p.

BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de Fundações: Passo-a-passo**. 2. ed. Brasília: Infracolo, 2015.

COUTO, Pedro M. F. **Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, [Lisboa], 2014.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Estruturas flexíveis para suporte de terras: Novos métodos de dimensionamento**. 1983. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil - Estruturas) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1983.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica**. 3. ed, Porto, Portugal: FEUP Edições, 2014.

GERSCOVICH, Denise *et al.* **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GODOY, N.S. **Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação**. São Carlos, São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

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

MAGALHÃES, Marcelo de Souza. **Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geotecnia Experimental) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

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

MEIRELES, A. B.; MARTINS, J. G. **Fundações e Contenção Lateral de Solos: Execução de Cortinas de Estacas**. 1. ed. 2006.

MENDES, G. C de M. *et al.* Analysis of the Impact of Uncertainties on the Estimation of Geotechnical Engineering Properties of Soil from SPT on the Design of Aerogenerators Foundation. **Proceedings of the 6th International Symposium on Uncertainty Quantification and Stochastic Modelling**, p. 42-53, out. 2023. 10.1007/978-3-031-47036-3_4.

MOREIRA, Pedro Santana. **Estudo de Comportamento Mecânico de Uma Cortina de Estacas Atirantada**. 2016. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

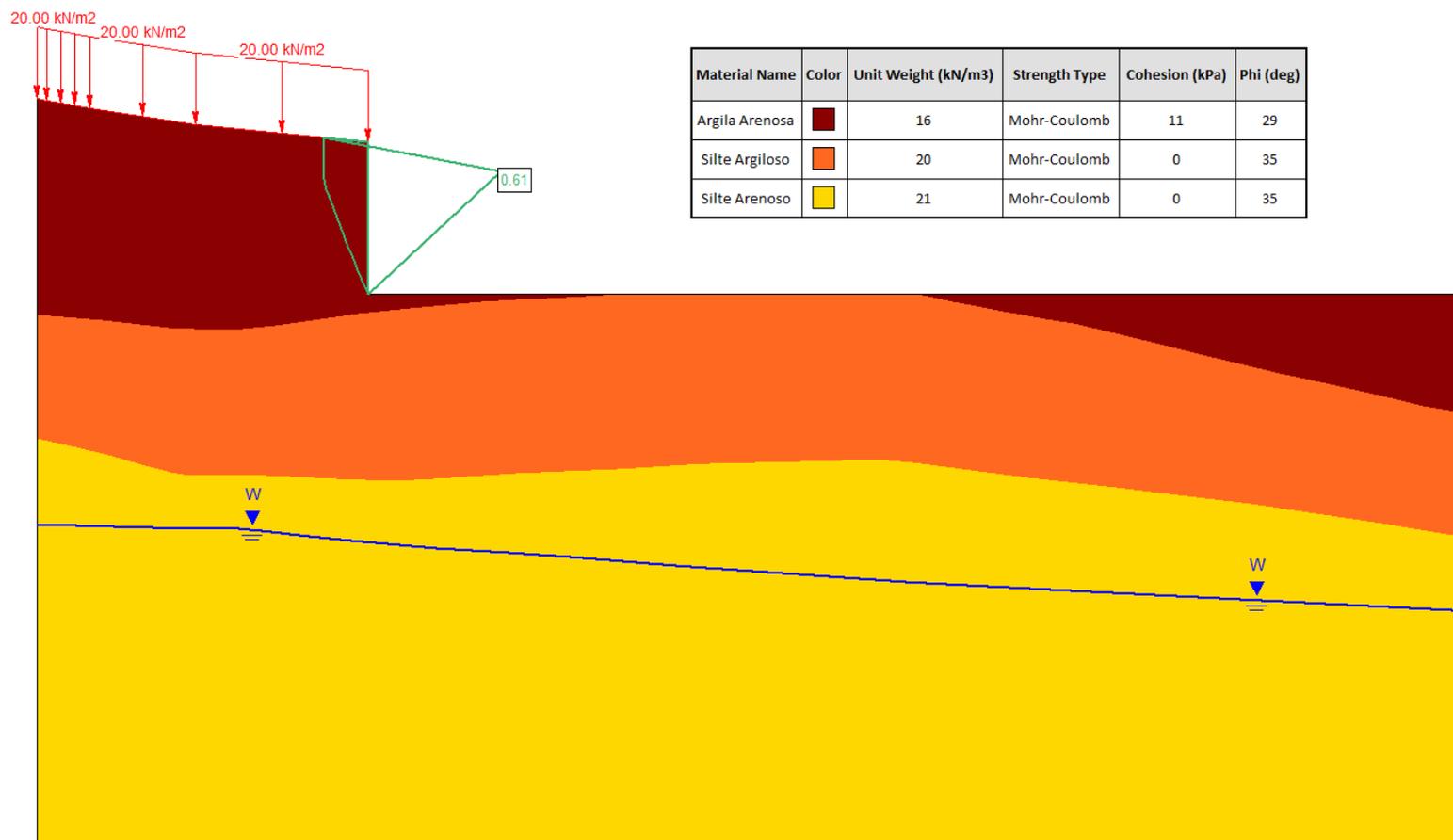
SOUZA, Vicente C. M. de S.; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

WOOD, David. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Reino Unido: Cambridge University Press, 1990.

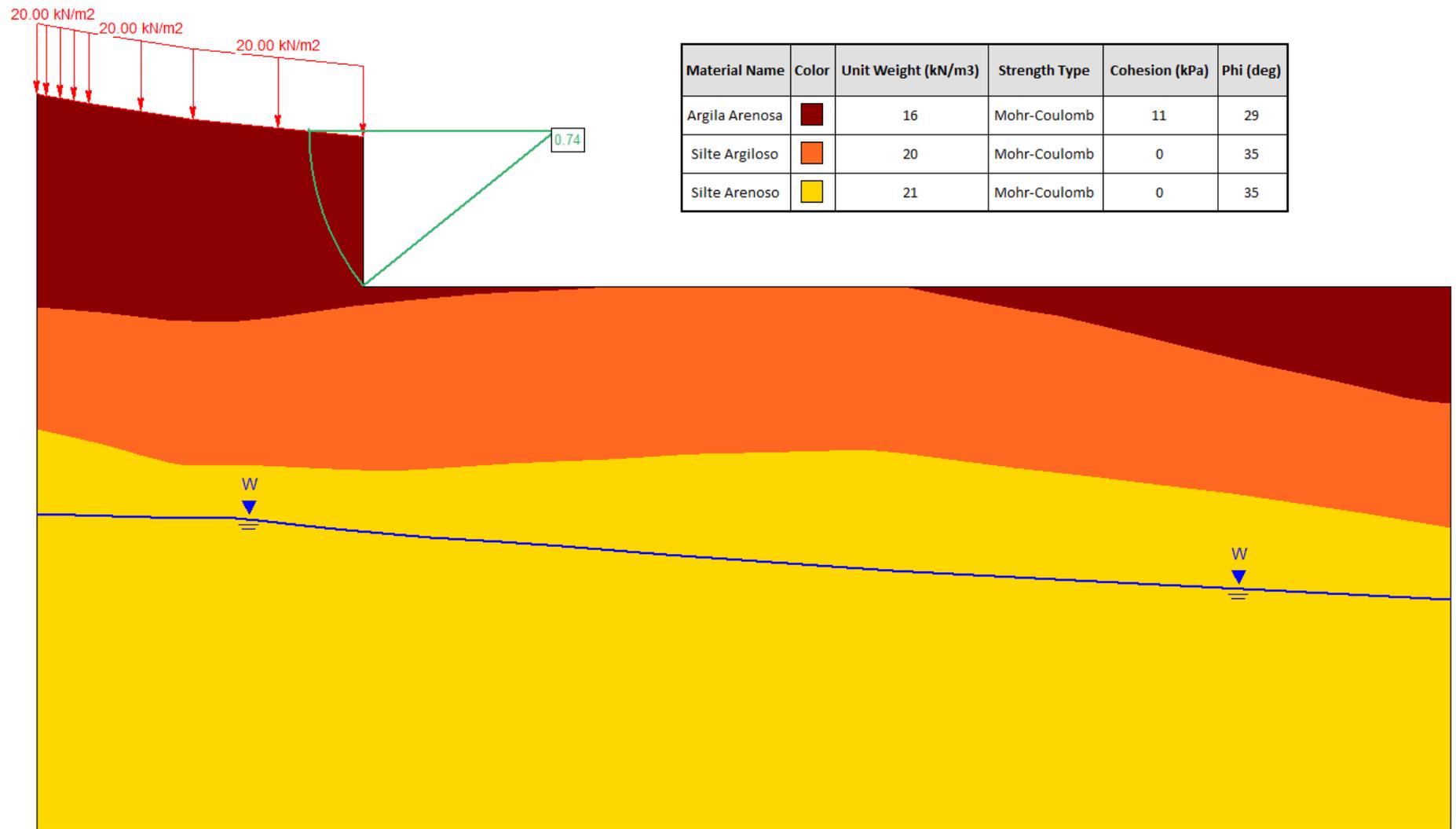
APÊNDICE A – ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Análises de estabilidade do talude sem a estrutura de contenção, para avaliação da necessidade de implantação da cortina:

a) Superfície não-circular – Método de Bishop.

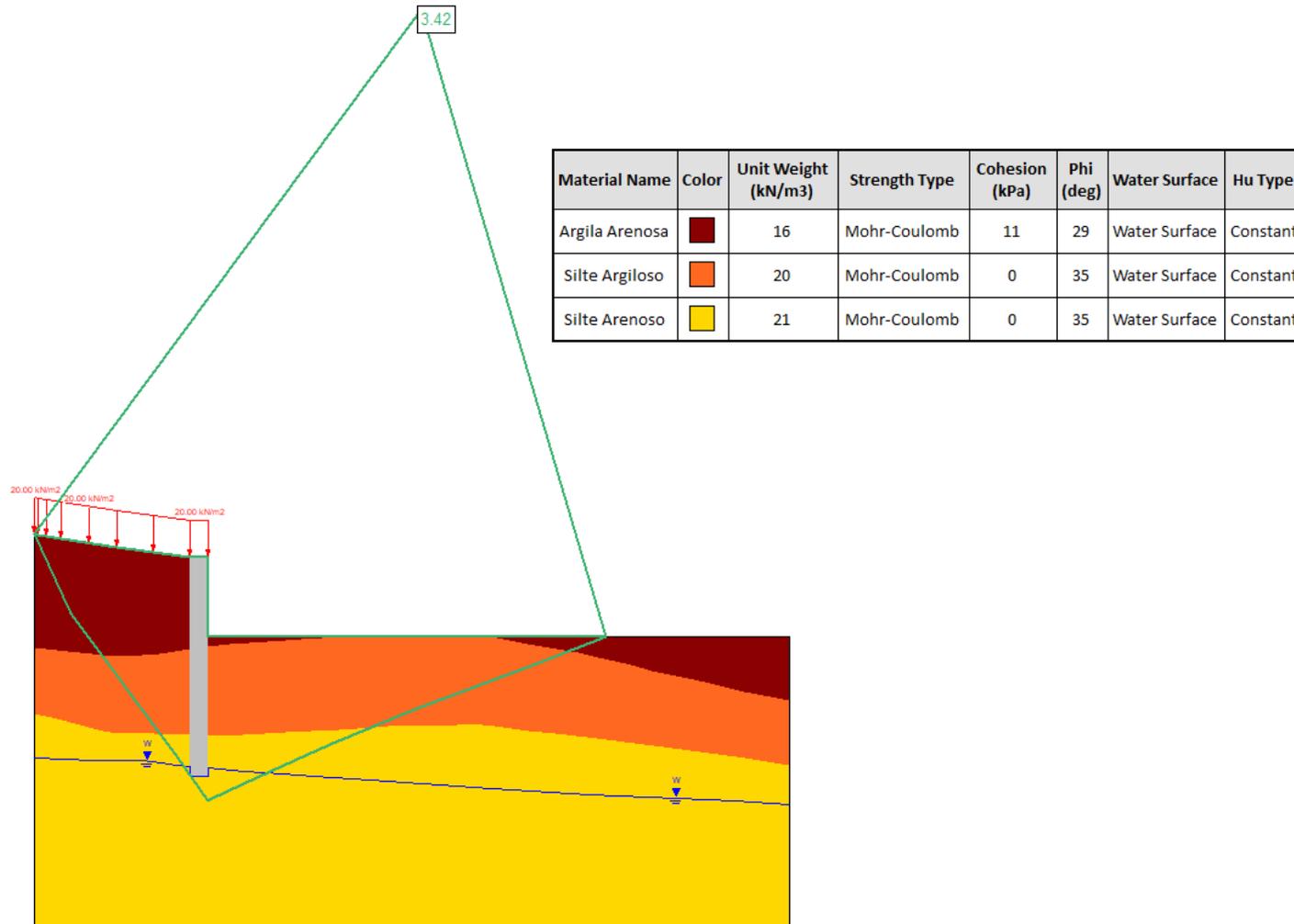


b) Superfície circular – Método de Bishop.

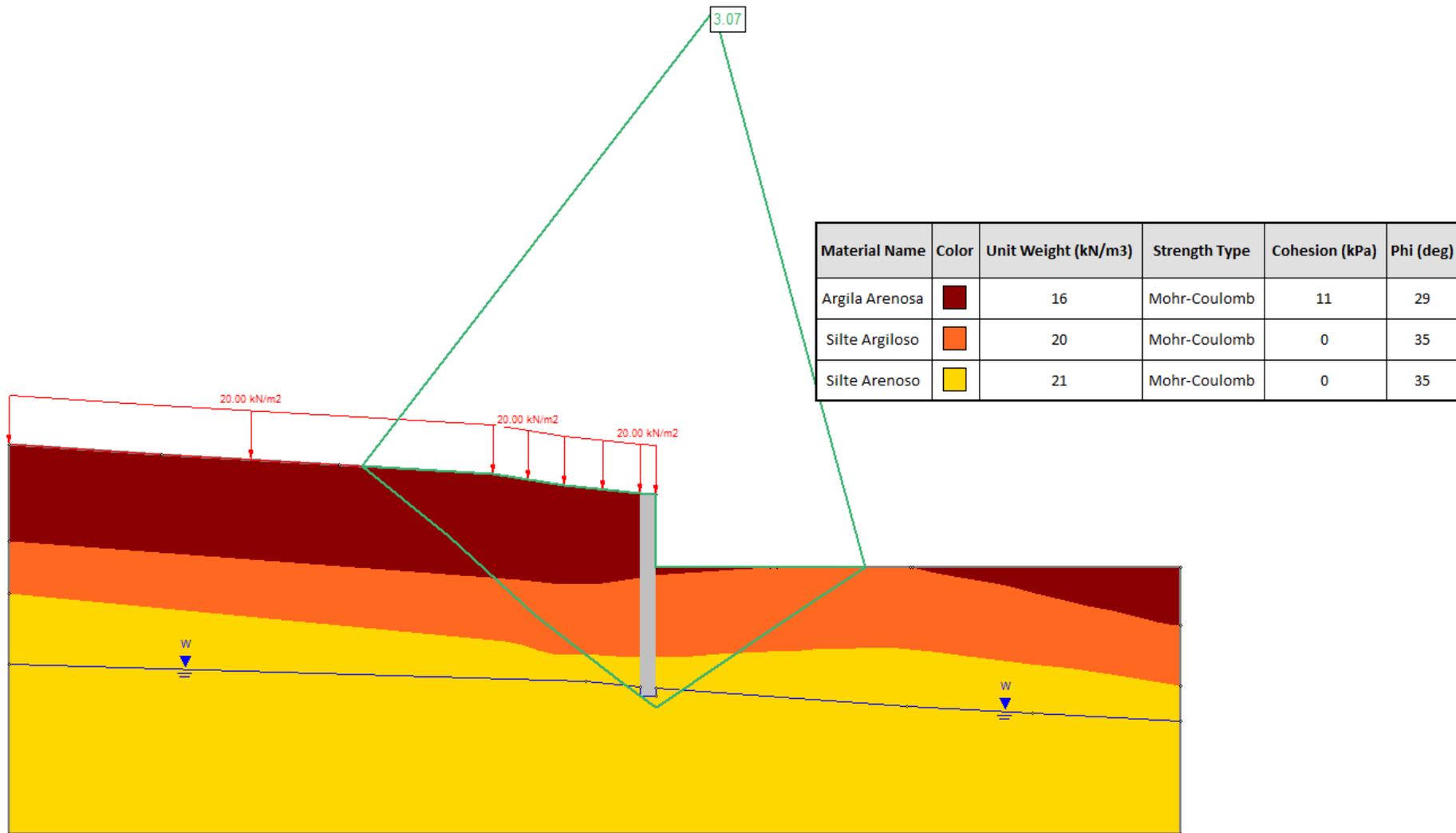


Análises de estabilidade do talude pós-implantação da estrutura de contenção:

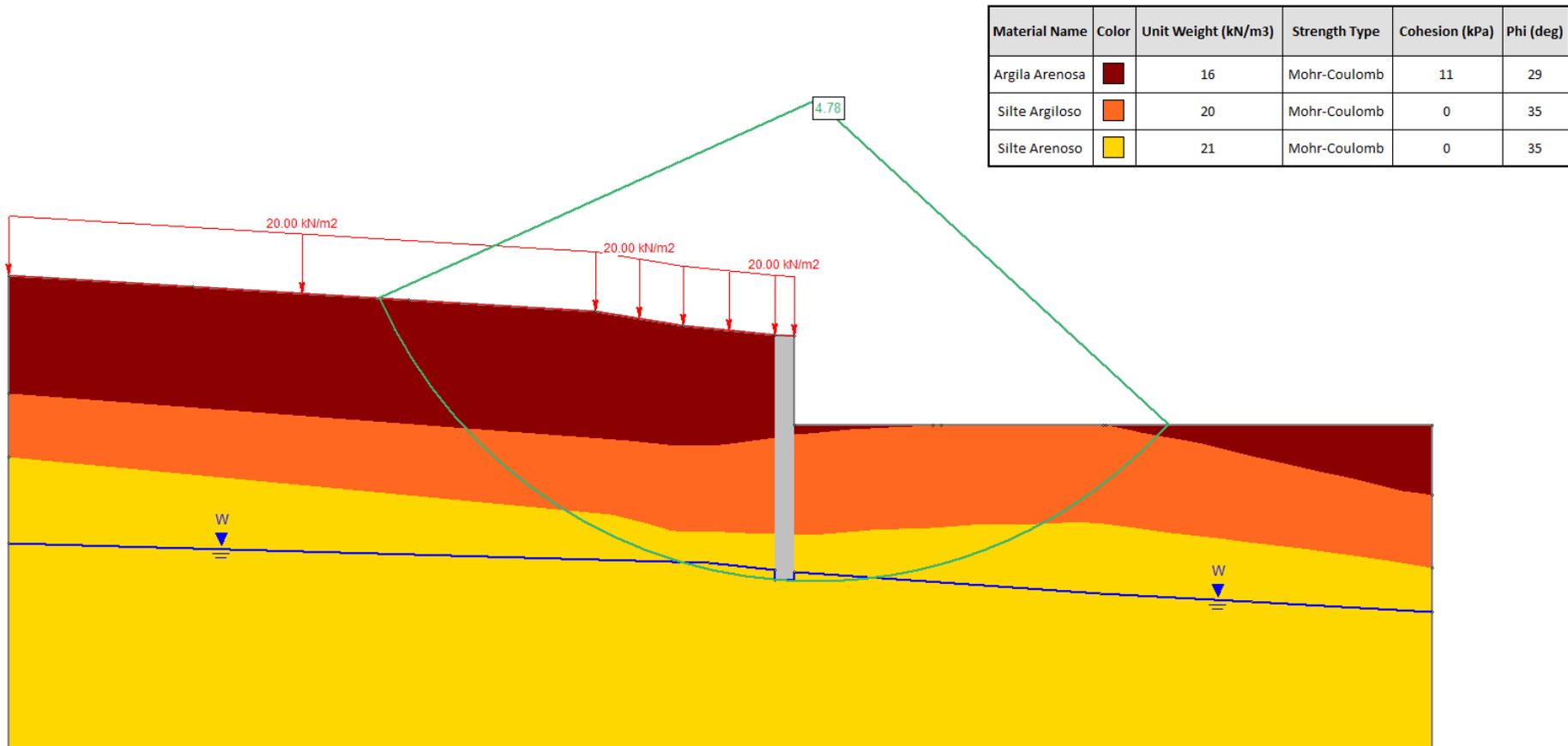
a) Superfície não-circular – Método de Bishop.



b) Superfície não-circular com seção estendida – Método de Bishop.



a) Superfície circular com seção estendida – Método de Bishop.



ANEXO A – BOLETINS DE SONDAGEM

Escala: 1 : 100		Data de execução: Início: 16/04/20 - Término: 16/04/20		Ref.: 65/1.974/20		Furo nº: F01	
Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO HELICOIDAL						Cota: 14.550	
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)		Revestimento		Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.
			----- 1ª e 2ª penetrações ----- 2ª e 3ª penetrações		ϕ 76,2 mm ϕ 34,9 mm ϕ 50,8 mm		
Nível d'água (m)			Nº de Golpes		Classificação do Material		
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	
	1	1.30	05	05			ARGILA ARENOSA, C/ PEDREGULHOS MEDIO, MOLE DE COR MARRON
	2		04	04			ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR MARRON
	3	3.80	03	03			
	4		05	04			ARGILA ARENOSA, MOLE A MEDIA DE COR MARRON
	5	5.20	08	09			ARGILA ARENOSA, MEDIA A RIJA DE COR MARRON
	6	6.40	18	19			SILTE ARGILOSO, RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	7	7.80	17	18			SILTE ARGILOSO, RIJIDO A DURO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	8		28	29			
	9	9.40	32	31			SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, DURO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	10		36	37			
	11	11.60	32	33			SILTE ARENOSO, COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	12		34	35			
	13	13.20	36	38			SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	14	14.80	44	46			
	15		48	50			SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	16	16.45	51	58			LIMITE DO FURO 16.45 m
	17						
	18						
	19						
Profundidade do nível d'água: Inicial: 12.10 m. Final: 11.90 m.			Amostrador Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Ext.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm		Folha: 01 Data: 22/04/2020
							Engenheiro:

Escala: 1 : 100		Data de execução: Início: 16/04/20 - Término: 16/04/20		Ref.: 65/1.974/20		Furo nº: F02			
Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO HELICOIDAL.						Cota: 14.280			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)		Revestimento ϕ 76,2 mm				
			- - - - - 1ª e 2ª penetrações ————— 2ª e 3ª penetrações		Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$				
Nível d'água (m)			Nº de Golpes		Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.				
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	Classificação do Material				
					10	20	30	40	ARGILA ARENOSA, MUITO MOLE DE COR MARRON
	1	1.15	02	02					ARGILA ARENOSA, C/ PEDREGULHOS GROSSO, MUITO MOLE A MOLE DE COR MARRON
	2		05	06					
	3	3.60	05	05					
	4		05	04					ARGILA ARENOSA, MOLE A RIJA DE COR MARRON
	5	5.30	10	14					
	6	6.80	24	25					SILTE ARGILOSO, RIJIDO A DURO DE COR VARIEGADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	7		25	27					SILTE ARGILOSO, DURO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	8	8.20	33	35					SILTE ARENOSO, ARGILOSO, COMPACTO DE COR VARIEGADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	9		34	36					
	10	10.40	35	36					
	11		33	34					SILTE ARENOSO, COMPACTO DE COR VARIEGADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	12	12.70	35	27					
	13		38	39					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	14	14.40	42	46					
	15		48	49					SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	16	16.45	53	60					
	17								LIMITE DO FURO 16.45 m
	18								
	19								
Profundidade do nível d'água: Inicial: 12.50 m. Final: 12.10 m.			Amostrador Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm		Folha: 02		Engenheiro:
							Data: 22/04/2020		

Escala: 1 : 100		Data de execução: Início: 17/04/20 - Término: 17/04/20		Ref.: 65/1.974/20		Furo nº: F03			
Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO HELICOIDAL						Cota: 13.330			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)		Revestimento ϕ 76,2 mm				
			--- 1ª e 2ª penetrações --- 2ª e 3ª penetrações		Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$				
Nível d'água (m)			Nº de Golpes		Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.				
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	Classificação do Material				
					10	20	30	40	ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR MARRON.
	1	1.80	0 5	0 5					SILTE ARGILOSO, C/ PEDREGULHO MEDIO, MOLE A RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO, C/ BRANCO)
	2	2.80	0 5	0 6					SILTE ARENOSO, C/ PEDREGULHO GROSSO, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	3		1 1	1 1					SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, ARGILOSO, RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	4	4.20	1 6	1 7					SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, ARGILOSO, RIJIDO A DURO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	5	5.80	1 1	1 4					SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, ARGILOSO, RIJIDO A DURO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	6		2 3	2 4					SILTE ARENOSO, COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	7	7.30	2 5	2 8					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	8		2 7	2 8					SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	9		2 3	2 4					LIMITE DO FURO 15.45 m
	10		2 9	3 1					
	11	11.30	3 2	3 3					
	12		3 7	3 9					
	13	13.60	4 4	4 6					
	14		4 5	4 7					
	15	15.45	5 5	5 9					
	16								
	17								
	18								
	19								
Profundidade do nível d'água: Inicial: 12.60 m. Final: 12.10 m.			Amostrador Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm		Folha: 03 Data: 22/04/2020		Engenheiro:

Escala: 1 : 100		Data de execução: Início: 17/04/20 - Término: 17/04/20		Ref.: 65/1.974/20		Furo nº: F04			
Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO HELICOIDAL.						Cota: 10.550			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)		Revestimento ϕ 76,2 mm				
			- - - - - 1ª e 2ª penetrações ————— 2ª e 3ª penetrações		Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$				
Nível d'água (m)			Nº de Golpes		Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.				
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	Classificação do Material
	1	2.20	03	03					ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR MARRON.
	2		03	04					
	3		05	07					ARGILA ARENOSA, MOLE A MEDIA DE COR VERMELHO.
	4	4.40	07	07					
	5	5.80	12	14					SILTE ARGILOSO, MEDIO A RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	6		23	24					SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, ARGILOSO, RIJIDO A DURO DE COR VARIEGADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	7	8.20	24	26					
	8		34	32					
	9		32	33					SILTE ARENOSO POUCO ARGILOSO, COMPACTO DE COR VARIEGADA. (VERMELHO, BRANCO, AMARELO)
	10	13.40	35	36					
	11		31	32					
	12		32	32					
	13	15.30	26	23					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	14		37	39					
	15	17.45	41	46					SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO)
	16		48	51					
	17		55	59					LIMITE DO FURO 17.45 m
	18								
	19								
Profundidade do nível d'água: Inicial: 10.60 m. Final: 10.40 m.			Amostrador Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Ext.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm		Folha: 04		Engenheiro:
							Data: 22/04/2020		