

## **DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE CORTINA DE CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**

Aline Cristhina de Araujo

*Bacharelanda do Curso de Engenharia Civil da Universidade Evangélica de Goiás – UniEVANGÉLICA  
(alinecristhina1214@gmail.com)*

Marcelo Vitor Chaves Pimenta

*Bacharelando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Evangélica de Goiás – UniEVANGÉLICA  
(marcelochaves06@hotmail.com)*

Matheus Gomes da Silva

*Bacharelando do Curso de Engenharia Civil da Universidade Evangélica de Goiás – UniEVANGÉLICA  
(matheusgomes.arc@gmail.com)*

Thaynara Santiago da Silva

*Bacharelanda do Curso de Engenharia Civil da Universidade Evangélica de Goiás – UniEVANGÉLICA  
(taynarasantiago@outlook.com)*

Vanessa Honorato Domingos

*Professora Mestra do Curso de Engenharia Civil da Universidade Evangélica de Goiás – UniEVANGÉLICA  
(vhdomingos@gmail.com)*

### **RESUMO**

Neste trabalho de conclusão de curso apresenta o dimensionamento geotécnico de uma cortina de contenção de um empreendimento residencial multifamiliar de alto padrão. A cortina de contenção foi executada em estacas hélice contínua com a função de conter o maciço do solo do terreno vizinho, e ganhar área construída para o pavimento subsolo. Foram estudados os tipos de contenção e seus métodos construtivos, assim optou-se pela execução de uma cortina de contenção em estacas hélices contínuas. Sem delonga foram apresentados os métodos de cálculo para o dimensionamento, assim sendo escolhido o Método clássico (Equilíbrio Limite), que permite calcular a ficha da estaca. Para análise da estabilidade ao deslizamento foi utilizado o programa Slide, o programa permite realizar o cálculo da estabilidade do talude pelo método de Bishop Simplificado entre outros. A partir da análise foi constatado que a solução dimensionada apresenta estabilidade superior à proposta pela ABNT NBR 11682:2009. As estacas executadas não atingiram o nível da rocha do solo estudado segundo o laudo de sondagem do terreno, assim facilitando a execução dos furos, sendo uma solução rápida sem gerar adversidades na execução da subestrutura e infraestrutura.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estacas. Solo. Cortina de contenção. Dimensionamento.

## 1 INTRODUÇÃO

A construção civil vem crescendo em todos os aspectos por todo o país, a cidade de Anápolis - GO não é diferente. Com tal crescimento exige maior demanda de espaço, e uma das formas de supri essa demanda, são utilizados a execução de edifícios, com destaques condomínios verticais com níveis de subsolo para diversos usos.

Um estudo apresentado por Lacerda (2004) descreve que Anápolis possui uma serie de riscos geológicos. Disposto de tais informações um estudo de viabilidade para execução da obra do estudo de caso se torna fundamental para a melhor escolha dentre suas técnicas construtivas.

De acordo com Barros (2010) estruturas de contenção, tem como principal finalidade promover a estabilidade contra a ruptura de maciços de terra e rocha. Esse tipo de construções são estruturas que previnem a escorregamento desses maciços, causados pelo seu peso próprio e ações externas.

Os principais meios construtivos a serem citados são: Muros de gravidade, muros atirantados, muros de flexão, gabiões, cortinas atirantadas, pranchas verticais de madeira, escoramentos metálicos, estacas prancha, paredes diafragma e estacas justapostas. O presente trabalho faz uma análise de um dimensionamento geotécnico de um estudo de caso de cortina de contenção em estacas tipo hélice justapostas para um edifício de 16 pavimentos realizado na cidade de Anápolis.

## 2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.

A contenção pode ser descrita como todo elemento ou estrutura designado para contrapor-se as forças de empuxo e tensões geradas pela construção ou solo. Dentre os tipos de contenção mais usuais tem-se: os muros de arrimo, cortinas e escoramento.

Podem ser executadas tanto com alvenaria quanto em concreto. . Sua fundação pode ser executada de modo direta, rasa e corrida ou profunda, em estacas e tubulões.

Os muros são estruturas de contenção do tipo contínuas, construídas em paredes verticais ou quase verticais apoiada em fundações rasas ou profundas, podendo ser divididos em: muros de gravidade, atirantados e flexão.

Cortinas são contenções ancoradas ou acopladas a outras estruturas, que por sua vez diminui os deslocamentos. Comporta-se em um estado plástico, o que resulta em solicitação maiores de esforços, dividindo-as em: cortinas atirantadas, escavações escoradas.

Escoramentos são estruturas construídas provisoriamente com finalidade de proporcionar construções de outras obras. São tipos de contenções geralmente utilizadas para facilitar a execução de obras enterradas ou assentadas embutidas no terreno.

### 2.1 ESTACAS HELICE CONTÍNUA.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) é uma estaca de concreto moldada in loco, na qual a sua execução é mediante a introdução no terreno, de um trado helicoidal contínuo, onde, é introduzido pela própria haste o concreto, paralelo à sua retirada. Após sua concretagem, é então inserida a armação. Para o seu dimensionamento, é necessário conhecer as características dos elementos da fundação, atendendo então, aos requisitos de segurança, entregando algo de qualidade e dentro da norma, executando de acordo com o projeto.

A metodologia executiva dessa estaca segue os seguintes estágios: perfuração, concretagem concomitante a retirada do trado e colocação de armação.

A perfuração constitui-se na inserção da hélice contínua no solo, de forma rotacional, conduzido por motores hidráulicos próximos da extremidade elevada da hélice. Para que não seja introduzido solo ou até mesmo água no tubo no momento a escavação, sobre a extremidade da hélice é inserido uma tampa metálica, na qual é provisória, sendo retirada pelo concreto no seu início.

Ao atingir a profundidade desejada, é então, bombeado continuamente o concreto, (sem brecha) em um tubo central, juntamente com a retirada da hélice, sem que ela gire, ou então gire lentamente no mesmo sentido de sua perfuração. Na extração da hélice, sua velocidade deve ser de maneira que a pressão do concreto que será introduzido em um furo seja mantida de maneira positiva.

Ao término da concretagem é então colocada a armadura. É introduzida a "gaiola" por operários, manualmente ou com a ajuda de um peso, ou até mesmo com um vibrador. Em geral as armaduras no topo com 4 a 5 m de comprimentos (inferior a cota de arrasamento), são as estacas sujeitadas apenas a esforços de compressão.

Já as estacas que são vinculadas a esforços transversais ou até mesmo tração, são aceitáveis a introdução de armaduras com um comprimento maior (12 e 18 m armaduras que já foram inseridas em estacas feitas com concretos especiais) na extremidade inferior da gaiola de armadura deve ter as barras curvadas, de modo que forme um cone, onde, facilitará a entrada no concreto, e ter os espaçadores do tipo rolete. As "gaiolas" são feitas de barras que são usualmente com o diâmetro igual ou eminente a 16 mm, com estribos helicoidal soldado em barras longitudinais ou até mesmo circulares.

O controle da execução, de forma congruente o sistema de monitoração é capaz de proporcionar qualidade e confiança quanto à estaca, pois o mesmo permite que à análise das fases que são de extrema importância sejam acompanhadas na hora da execução da estaca. A monitoração pode ser eletronicamente ou por computador ligado a sensores colocados na máquina.

### 3 MÉTODO DE CÁLCULO

Ao longo da história da engenharia moderna foram elaborados diversos métodos de cálculo para o dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas; Métodos Empíricos, Método de Winkler (Molas de Winkler), Método clássico ou equilíbrio limite, Métodos dos elementos finitos (MEF).

Neste trabalho será apresentado para o dimensionamento da contenção o Método Clássico, segundo Hachichet *al*, (2009), método se baseia nas teorias clássicas de Coulumb e Rankine, sobre as regras de máximos e mínimos aplicadas a estruturas de contenção, que deu início aos trabalhos sobre contenção na engenharia moderna. E por se tratar do método com uma ampla bibliografia, acabou se tornando o método mais popular na atualidade (MAGALHÃES, 2015).

Neste método é exposto todos os esforços atuantes em uma estrutura de contenção, neste caso as solicitações são dadas pelos empuxos de terra ativo e passivo, pela sobrecarga e, em alguns casos, pela pressão da água.

#### 3.1 MÉTODO CLÁSSICO

No método clássico existem duas metodologias, o método da base livre (*Free Earth Support*) e o método da base engastada (*Fixed Earth Support*), neste trabalho será adotada o método de base livre, assim admite-se que a resistência do solo e a profundidade enterrada abaixo do nível da escavação seja insuficiente para produzir o engastamento na base da cortina. Desta forma, a cortina fica livre para girar em torno de sua extremidade

inferior e, conseqüentemente o diagrama de momento fletor assume a forma apresentada na Figura 1.

Os cálculos do método clássico são baseados em simples equações de equilíbrio, para isso são assumidas as seguintes hipóteses (MAGALHÃES, 2015):

- A cortina é perfeitamente rígida
- A cortina sofre apenas deslocamentos da rotação e translação.
- Os empuxos laterais atuantes sobre a cortina são totalmente mobilizados, isto é, os empuxos ativos e passivos limites.
- O solo é rígido perfeitamente plástico

Este método de dimensionando da estrutura de contenção é realizado através de equações de equilíbrio, assim obtém-se a altura total da estrutura denominada ficha, cargas de apoio (tirantes e escoras), e o momento fletor e cortante, que são os principais esforços da estrutura (Equação 1 e 2).

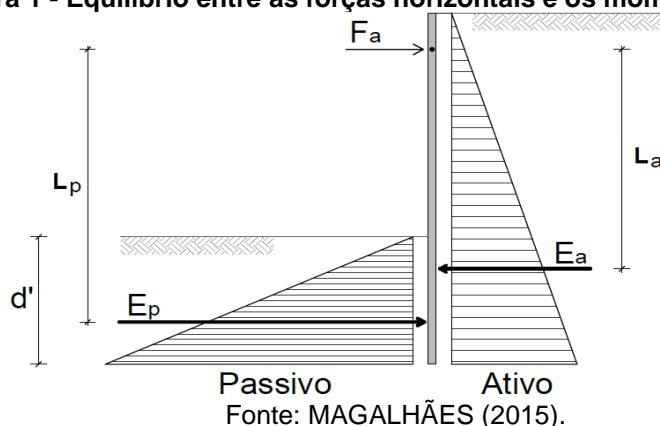
$$\sum M_A = 0 \therefore E_a \cdot L_a - E_p \cdot L_p = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_h = 0 \therefore F_a = E_a - E_p \quad (2)$$

Onde:

- $E_a$ : Resultante do empuxo ativo (kN.m)
- $E_p$ : Resultante do empuxo passivo (kN.m)
- $F_a$ : Força atuante no apoio (kN)

**Figura 1 - Equilíbrio entre as forças horizontais e os momentos**



Além do mais neste método é considerado um fator de segurança igual a 2, assim a somatória de momentos resistentes (MR) devem ser maiores ou iguais a ao dobro a somatória de momentos de instabilidade (MI) Equação 03 (HACHICHI 2009).

$$\sum \frac{MR}{MI} \quad (3)$$

Para a ficha final é considerado um aumento de 20% Equação 4, este aumento é necessário para assegurar o engastamento da estrutura no solo assim garantindo a existência do contra empuxo.

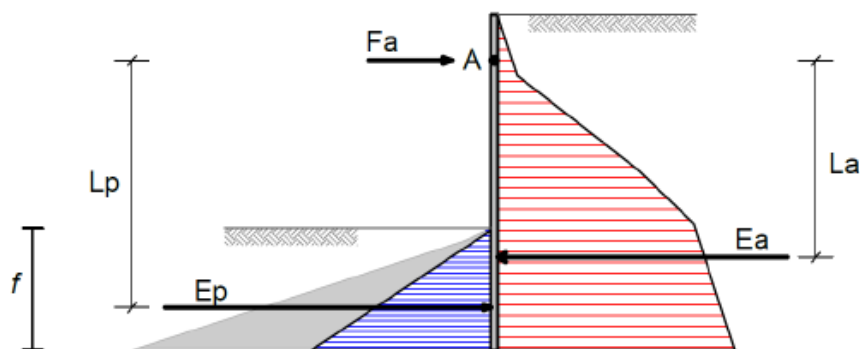
$$f_a = 1,2 \times f \quad (4)$$

Para o cálculo da ficha mínima com base livre Magalhães (2015) recomenda o seguinte procedimento:

1. Definir a distribuição dos carregamentos que atuam na estrutura, passivo (frente a estrutura) e ativo (atrás da estrutura), que são obtidos através das teorias de empuxo limite (Coulomb e Rankine), além do carregamento hidrostático (se existir) e carregamento lateral.
2. É aplicado o fator de segurança, onde parte do empuxo passivo é desconsiderado, cerca de 50%.
3. Com os dados é realizado o cálculo da altura enterrada (ficha – f), Equação 5, que consiste no cálculo de equilíbrio dos momentos em relação ao ponto de apoio (A) no topo;

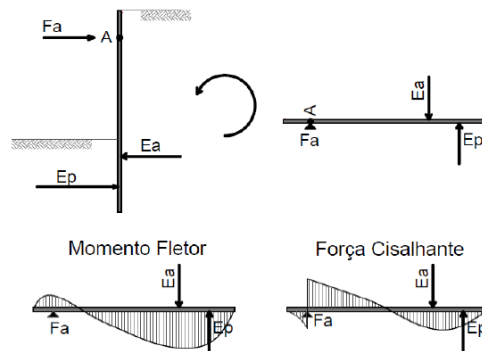
$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow \sum_{i=1}^N (E_a \cdot L_a - E_p \cdot L_p) = 0 \quad (5)$$

Figura 2 – Cálculo da Ficha



Fonte: MAGALHÃES (2015).

Figura 3 – Distribuição dos esforços na estrutura.



Fonte: MAGALHÃES (2015).

Onde  $E_a$  representa a resultante do empuxo ativo e  $L_a$  a distância entre o ponto onde a resultante do empuxo ativo atua e o ponto A (ponto considerado para o cálculo do momento). Já  $E_p$  representa a resultante do empuxo passivo e  $L_p$  a distância entre o ponto onde a resultante do empuxo passivo atua e o ponto (A)

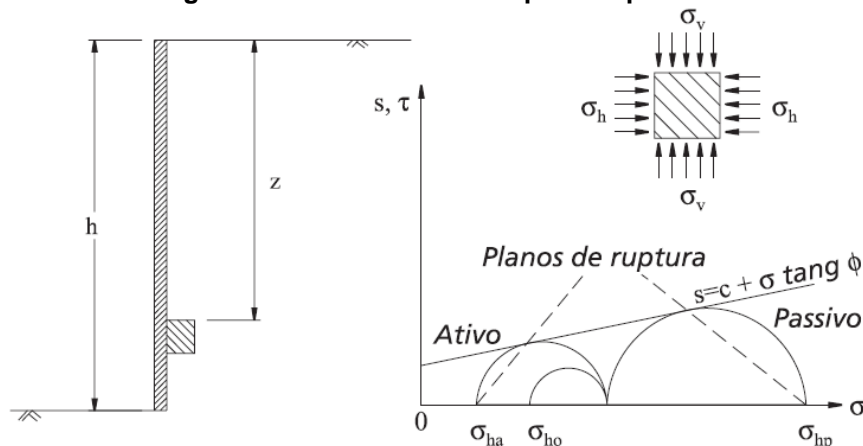
4. E com a Equação 6 definimos a foça no apoio ( $F_a$ );

$$\sum F_h = 0 \leftrightarrow F_a = \sum_{i=1}^N (E_a - E_p) \quad (6)$$

5. Assim como uma viga isostática, é calculado os diagramas de momento fletor e força cisalhante (Figura 3).
6. Com o momento e a foça de cisalhantes máximas determinados logo dimensionamos a estrutura de contenção.
7. Com o valor da força no apoio encontrado dimensionamos os tirantes (escoras ou ancoragens).

### 3.1.2 Determinação do empuxo Teoria de Rankine (1857)

**Figura 4 - Teoria de Rankine para empuxo**



Fonte: BARROS (2010).

Para Rankine a tensão vertical é dada pelo produto entre o peso específico do solo e a profundidade a ser analisada, dada pela Equação 7 (BARROS 2010);

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (7)$$

Em que:

$\sigma_v$  = Tensão vertical no elemento de solo;

$\gamma$  = Peso específico do solo;

$z$  = Profundidade analisada.

O coeficiente de empuxo ativo é dado pela Equação 8.

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \quad (8)$$

A tensão horizontal será dada pela Equação 9;

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \sqrt{K_a} \quad (9)$$

Em que:

$\sigma_h$  = Tensão horizontal;

$\gamma$  = Peso específico do solo;

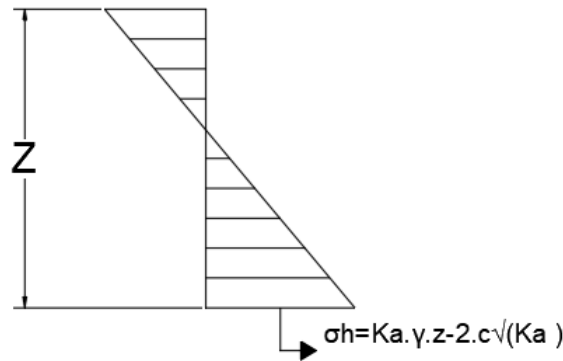
$z$  = Profundidade a ser analisada;

$c$  = Coesão do solo;

$K_a$  = Coeficiente de empuxo ativo.

A área representada na Figura 5 é correspondente ao empuxo que é dada pela Equação 10.

Figura 5 – Digrama da tensão exercida pelo solo



Fonte: AUTORES (2022).

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (10)$$

Para o cálculo do empuxo passivo temos Equações 11, 12 e 13 que são análogas ao empuxo passivo.

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (11)$$

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (12)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \quad (13)$$

Em que:

$\sigma_h$  = Tensão horizontal;

$\gamma$  = Peso específico do solo;

$z$  = Profundidade a ser analisada;

$c$  = Coesão do solo;

$K_p$  = Coeficiente de empuxo passivo.

## 3.2 ESTABILIDADE DE TALUDES

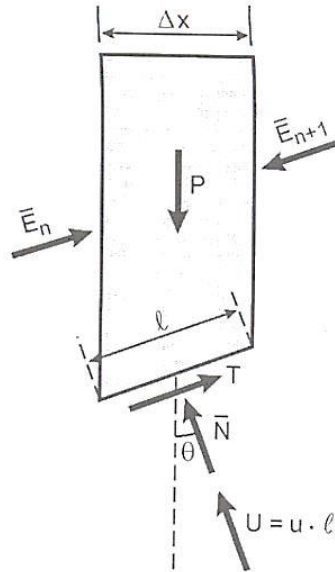
Segundo Massud (2010) os métodos da atualidade para análise da estabilidade em taludes se baseiam na hipótese de existir um equilíbrio num maciço de solo, tomado como corpo rígido, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Por este motivo da dominação geral de métodos do equilíbrio limite.

Ao longo da história foram desenvolvidos vários métodos de análise de estabilidade de taludes por equilíbrio limite, Bichop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price entre outros. Para este trabalho será abordado o método de Bishop simplificado.

### 3.2.1 Método de Bishop simplificado

Para o método de Bishop Simplificado, o equilíbrio das forças é feito na direção vertical conforme indicado na Figura 6 e na Equação 14.

Figura 6 – Lamela de Bishop



Fonte: MASSAD (2010).

$$(N + U) \cdot \cos \theta + T \cdot \sin \theta = P \quad (14)$$

Em que:

$N$  = força normal efetiva atuante na base da lamela;

$U$  = Pressão neutra na base;

$T$  = Resistência ao cisalhamento mobilizada;

$P$  = Peso do solo

Após obter os valores para  $U$  e  $T$  introduzir o coeficiente de segurança, obtém a Equação 15.

$$N = \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{(c' \cdot \Delta x \cdot \tan \theta)}{F}}{\cos \theta + \frac{(\tan \phi' \cdot \sin \theta)}{f}} \quad (15)$$

Em que:

$u$  = Pressão neutra;

$\Delta x$  = Largura da lamela;

$F$  = Fator de segurança;

$c'$  = Coesão efetiva;

$\phi'$  = Ângulo de atrito efetivo.

Para o cálculo iterativo do coeficiente de segurança  $F$  é feito da seguinte forma: adota-se um valor inicial  $F_1$ , igualando os momentos atuantes e resistentes, obtém-se a Equação 16, retira-se um novo valor para o coeficiente de segurança  $F_2$  que é comparado com o primeiro. Segundo a NBR 11682 (ABNT, 2009) o valor para o coeficiente de segurança deve ser igual ou maior que 1,5 (MASSAD, 2010).

$$F = \frac{\sum \left[ c' \cdot l + \left( \frac{P - u \cdot \Delta x - (c' - \Delta x \cdot \tan \theta) / F}{\cos \theta + \tan \phi' \cdot \frac{\sin \theta}{F}} \right) \cdot \tan \phi' \right]}{\cos \theta + \frac{(\tan \phi' \cdot \sin \theta)}{f}} \quad (15)$$



## 4 CASO DE ESTUDO

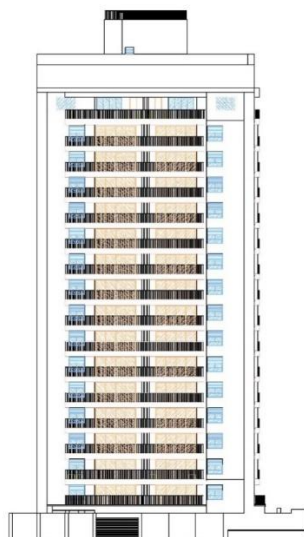
Neste trabalho foi estudado o dimensionamento e análise geotécnica da cortina de contenção de um edifício situado no Bairro Jundiáí, região nobre do município de Anápolis Goiás.

Para iniciarmos os estudos vamos abordar primeiramente as características do empreendimento, características do solo usando como base o ensaio SPT, a presença de lençol freático, interferências de edificações vizinhas e seus estados de conservação.

### 4.1 DISCRIÇÃO DO EMPREEDIMENTO

O empreendimento consiste em uma torre de condomínio vertical, multifamiliar composto por 1 pavimento térreo e garagem, e um pavimento subsolo, 16 pavimentos tipo, 1 pavimento lazer e cobertura, construída em um terreno de área, conforme apresentado na Figura 07 e ANEXO A. Por estar localizada em uma região nobre da cidade o empreendimento está a poucos metros do maior parque da cidade, shoppings e escolas. Por solicitação da construtora não se pode indicar o endereço da obra.

**Figura 2 – Fachada genérica do empreendimento**



Fonte: AUTORES (2022).

### 4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICAS

O estudo e caracterização do solo existente é imprescindível para definir os esforços exercidos pela estrutura sobre ele e para a escolha adequada do tipo de fundação, para isso, é necessário realizar a prospecção do subsolo. O ensaio adotado para investigar o comportamento do solo foi a sondagem a percussão (SPT), sendo realizado três furos de sondagem, o SP 01, SP 02 e SP 03.

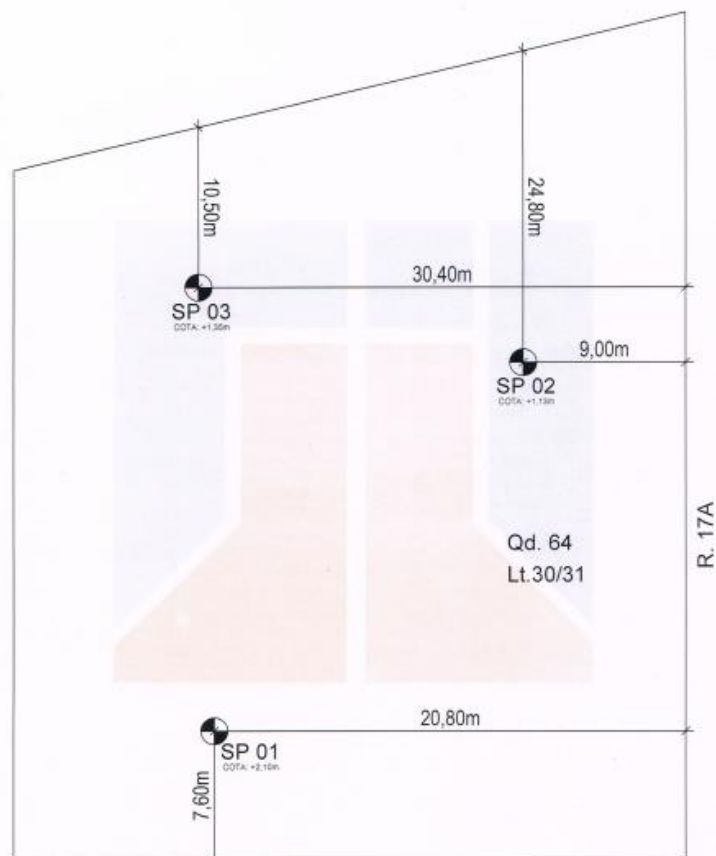
A locação dos furos pode ser verificada na Figura 08. Para esse trabalho foi escolhido o SP 03, pois é o furo mais próximo do terreno que faz divisa com a contenção na região a ser estudada, e pela falta de informação do terreno vizinho.

O furo SP 03 foi realizado na cota 1,35 m sendo finalizado na profundidade de 15 m. Nos três primeiros metros, encontra-se uma argila arenosa com  $N_{spt}$  variando entre 7 a 12. Nas profundidades de 4 a 13 m, verificou-se a presença de uma argila pouco arenosa com  $N_{spt}$  entre 16 até 22, com uma queda de resistência entre 6 e 8 m. Entre a profundidade 13 e 15 m certificou-se que apresentava um solo com características de argila

pura. O ensaio foi paralisado, pois o trado encontrou a rocha no nível de 15 m. O lençol freático foi encontrado a 4,8m.

Essas informações podem ser retiradas com mais detalhes no boletim de sondagem a percussão SP 03, no ANEXO B. A análise desse furo indica uma grande variabilidade de resistência a penetração nas seis primeiras camadas, o que vai influenciar no dimensionamento da ficha. Abaixo dos seis tem-se sua maioria um padrão de repetição.

**Figura 3 – Locação das sondagens**

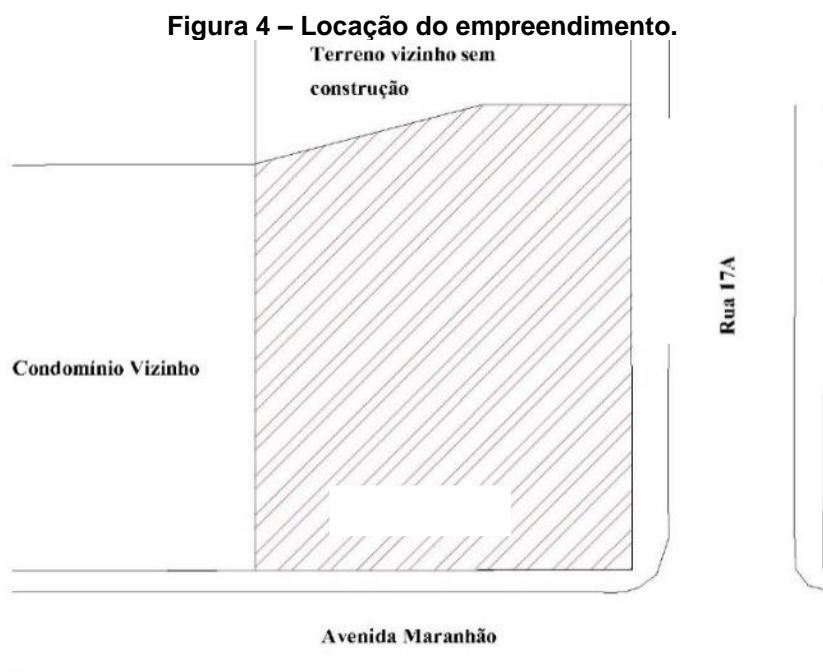


Fonte: GH FUNDAÇÕES (2021).

#### 4.3 CONDIÇÕES DAS EDIFICAÇÕES VIZINHAS

Com a finalidade de garantir a segurança na construção do empreendimento são estudadas as condições de edificações e terrenos vizinhos, assim minimizando perturbações nos mesmos, além de estimar sobrecargas causadas por elas na estrutura de contenção. As condições da vizinhança também influenciam na escolha de uma solução para a contenção e sua metodologia de execução, na locação da fundação e no posicionamento dos tirantes ao longo da cortina.

O caso estudado se trata de um terreno de esquina, fazendo divisa com dois outros lotes. A direita tem-se um condomínio vertical de alto padrão, construído pela mesma construtora, que também contempla um subsolo no mesmo nível do caso estudado. Portanto, não se faz necessário contenção nesta região. Ao fundo do empreendimento tem-se um terreno sem construção, nesse caso será necessário a execução da contenção, que também será a região de estudo desse trabalho (Figura 9).



Fonte: AUTORES (2021).

#### 4.4 MÉTODO EXECUTIVO DA CONTENÇÃO.

Tendo como base a NBR 11682 (ABNT, 2009) para a escolha da solução a ser adotada no projeto de estabilização do talude deve levar em consideração:

- Acessos;
- Condições de operação de equipamentos;
- Disponibilidade de materiais;
- Local adequado para “bota-fora”, se for o caso;
- Dificuldades construtivas;
- Interferências com instalações existentes, enterradas ou não;
- Implicações ambientais;
- Dificuldades de manutenção;
- Segurança da equipe/equipamentos envolvidos na construção;
- Custos;
- Prazos.

Visto isso foi escolhido a execução da cortina com estacas justaposta, e optou-se em realizar a contenção em estacas hélice contínua, pelo fácil acesso do maquinário na obra, alta produtividade e pelo sistema de monitoramento presente na cabine da perfuratriz.

O processo executivo da cortina em estacas justapostas iniciou-se na preparação do terreno por meio do nivelamento utilizando retroescavadeira, visando facilitar a mobilidade da perfuratriz hélice contínua, conforme a Figura 10.

No caso em estudo não foi necessário o rebaixamento do lençol freático, pois conforme o laudo de sondagem o nível da água do terreno se encontra a 4,8 m, sendo que a cortina irá conter um talude vertical de aproximadamente 4 m a partir da cota do furo SP03.

As estacas hélice contínua foram moldadas in loco, totalizaram 162 estacas, perfazendo 2022 m/l executados. Foi empregado um concreto com  $f_{ck}30$  MPa, com um slump entre 21 e 24 cm, em concordância com as especificações mínima da NBR 6122 (2019).

**Figura 10 – Nivelamento do terreno.**



Fonte: AUTORES (2021).

Feito isso, foi executada a viga de coroamento (Figura 11) contendo 12 trechos ao longo do perímetro do empreendimento. Posteriormente, foi efetuado sua ancoragem finalizando então com a superestrutura.

**Figura 11 - Viga de coroamento**



Fonte: AUTORES (2022).

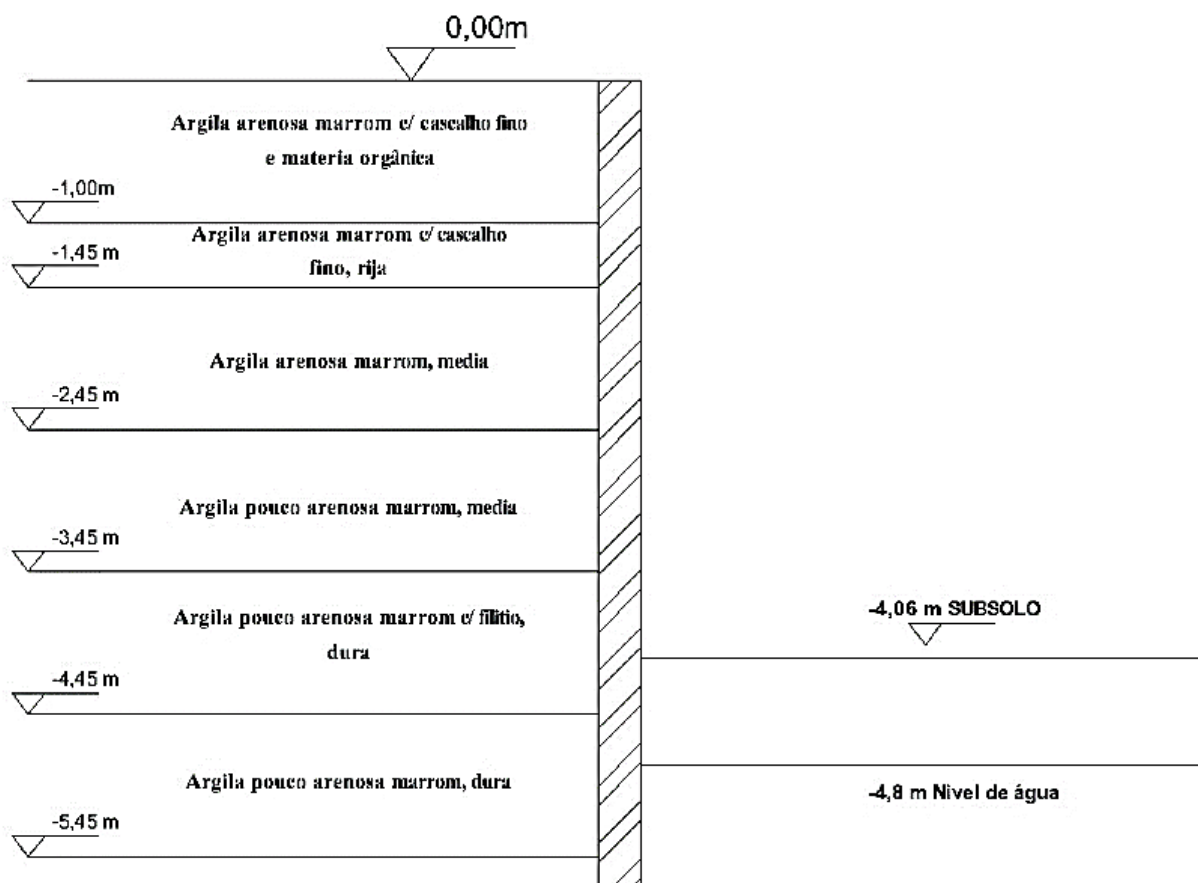
#### 4.5 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

A estrutura escolhida para conter o subsolo do empreendimento devido a ação do empuxo de terra foi uma cortina em estacas hélice contínua justapostas. Como apresentado em 2.4.2 o método a ser utilizado será o da base não engastada. Para fins de estudo será somente dimensionado o trecho que faz divisa com terreno vizinho vazio, que se encontra na região norte como indicado no ANEXO D.

Analisando o projeto nota-se que o subsolo se encontra a 3,96 m, assim o terreno vizinho que será contido pela estrutura de contenção estará em um nível de 4,06 m adicionando 10 cm para a pavimentação do subsolo.

Na Figura 12 é apresentado um croqui do perfil geotécnico do terreno utilizando como base os dados do furo de sondagem SP 03, que é o furo mais próximo do trecho estudado. Cabe ressaltar que não existiu grandes divergências entre os três furos realizados para o ensaio.

Figura 12 - Croqui do perfil geotécnico



Fonte: AUTORES (2022).

#### 4.5.1 Dimensionamento da estrutura

Serão considerados para os cálculos dos empuxos duas camadas, conforme pode ser visto na Figura 34, sendo a camada 1 do nível 0,00 ao -2,45m com predominância de argila arenosa média, a camada 2 do nível -2,45m a -6,45m onde foi considerado uma presença majoritária de uma argila pouco arenosa, assim simplificando os cálculos.

Para as propriedades específicas dos solos, tais como: coeficiente de Poisson, peso específico natural, coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e  $N_{spt}$  médio foi utilizada a parametrização dos solos de Joppert (2007) e de Hachich (2009) e a sondagem, conforme as Tabelas resumo01 e 02. Os valores completos das propriedades médias para as frações de solo, de acordo com Joppert (2007), podem ser vistos no ANEXO E.

Tabela 1 - Valores para o coeficiente de Poisson

Solo	$\nu$
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: HACHICH (2009).

**Tabela 2 -Propriedades dos Solos Analisados**

Solo	Faixa de ocorrência (m)	Nspt médio (-)	Peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Módulo de elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson (-)
Argila arenosa média (camada 01)	0,00 a 2,45	7	17,7	35	18	20	0,3
Argila pouco arenosa média (camada 02)	2,45 a 6,45	17	18,7	30	24	100	0,3

Fonte: AUTORES (2022).

Como Joppert (2007) não apresenta um valor exato para o módulo de elasticidade, e sim uma faixa de valores possíveis, será utilizada a Equação 16 proposta por Hachich (2009). A proposta desse autor é baseada em correlações empíricas do módulo de elasticidade (E) e a resistência de ponta ( $q_c$ ) medida no ensaio de cone holandês.

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (16)$$

**Tabela 3- Valores para  $\alpha$**

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: TEIXEIRA; GODOY (1998).

**Tabela 4 -Valores da relação k**

Solo	K (GPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: TEIXEIRA; GODOY (1998).

Para os valores de  $\alpha$  será utilizado a Tabela 3, que varia conforme o tipo de solo, cujas frações mais grosseiras, como a areia, retornam valores mais baixos de  $\alpha$ , já as frações mais plásticas menores valores de  $\alpha$ .

O valor de  $q_c$  foi presumido pela Equação 17, que depende do coeficiente K presente na Tabela 4 e o N é o valor do N<sub>spt</sub>. (TEIXEIRA E GODOY, 1998).

$$K = \frac{q_c}{N} \quad (17)$$

Desta forma pode-se calcular os módulos de elasticidade das duas camadas de solos a serem estudadas.

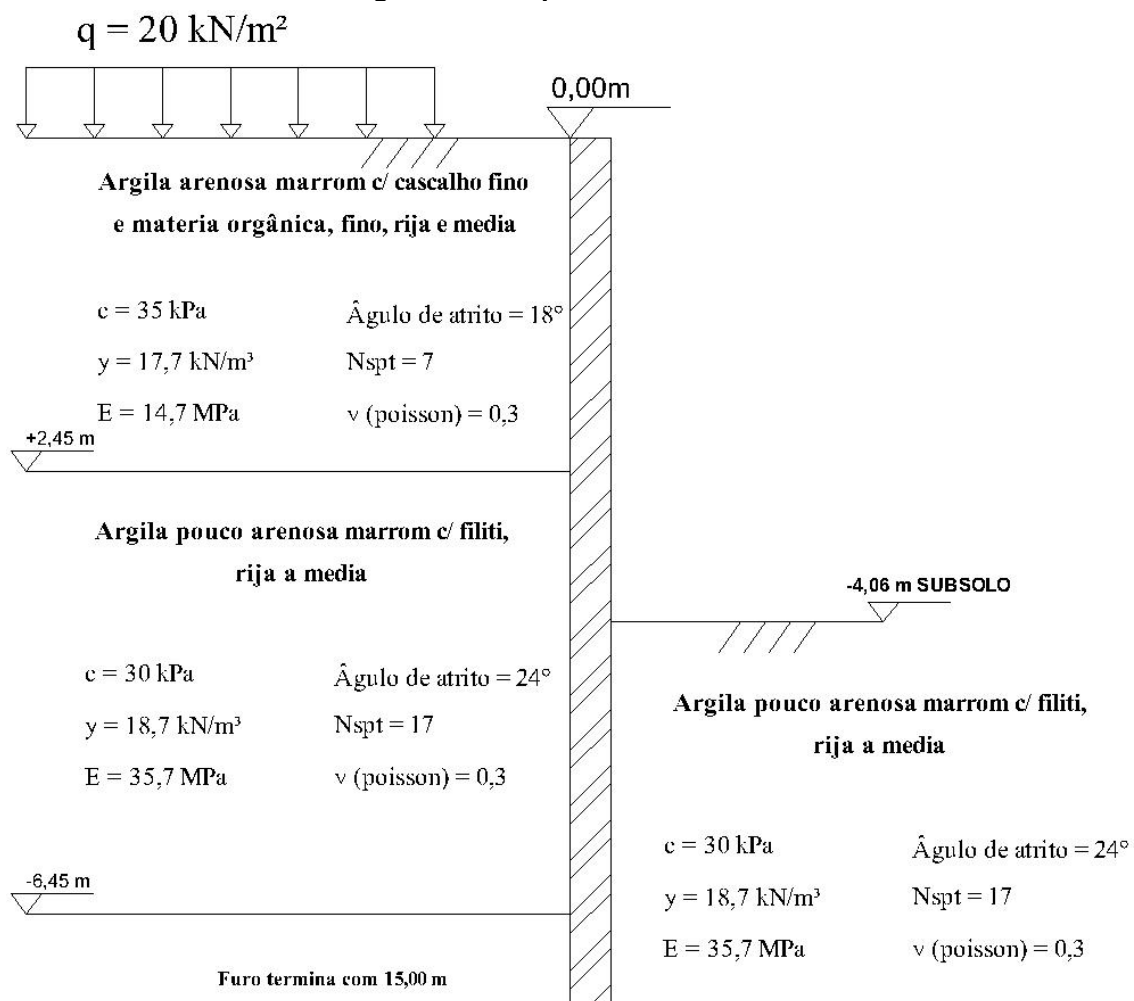
$$q_{ccamada\ 01} = 7 \cdot 0,3 = 2,1$$

$$q_{ccamada\ 02} = 17 \cdot 0,3 = 5,1$$

$$E_{camada\ 01\ 02} = 7 \cdot 2,1 = 14,7\ MPa$$

$$E_{camada\ 02} = 7 \cdot 5,1 = 35,7\ MPa$$

Figura 13 – Propriedades de solos.



Fonte: AUTORES (2022).

Na Figura 13 tem-se um resumo das principais informações dos valores de entrada para realizar o cálculo de empuxo de terra, tais como: carregamento, presença de nível de água, módulo de elasticidade, ângulo de atrito, coesão, espessura da camada e o peso específico natural.

Será utilizado as Equações 8 e 11 para calcular os coeficientes de empuxo ativo ( $k_a$ ) e passivo ( $k_p$ ) nas camadas 01 e 02, junto aos ângulos de atrito indicados na Figura 13.

$$K_{a \text{ camada } 01} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}(18)}{1 + \text{sen}(18)} = 0,53$$

$$K_{p \text{ camada } 01} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{24}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}(18)}{1 - \text{sen}(18)} = 1,90$$

$$K_{a \text{ camada } 02} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen}(24)}{1 + \text{sen}(24)} = 0,42$$

$$K_{p \text{ camada } 02} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{24}{2} \right) = \frac{1 + \text{sen}(24)}{1 - \text{sen}(24)} = 2,37$$

Com base na NBR 11682 (ABNT, 2009) foi considerada uma sobrecarga acidental mínima de 20kN/m<sup>2</sup> e um fator de segurança de 2, como citado no item 2.4.2. Portanto, tem-se os seguintes esforços atuando sobre a estrutura: o empuxo ativo, o empuxo passivo e a tensão gerada pela sobrecarga. Os cálculos e o diagrama empuxo x profundidade estão, respectivamente, na Tabela 5 e na Figura 13.

A Tabela 5 foi dividida em camada 01 e camada 02, com suas tensões e sobrecargas correspondentes em cada região. Como não se conhece a profundidade da ficha inicial é necessário o ponto de estabilidade entre os empuxos. O valor de  $z_1$  somado a  $z_2$  é equivalente a profundidade do ponto de estabilidade.

A partir das equações totais obtidas na Tabela 05 foi calculado o diagrama líquido da Figura 15, variando o valor de  $z_1$  e  $z_2$  entre 0 a 10 m, com acréscimo de 1 metro (Figura 15). A partir desse diagrama é possível localizar o ponto onde se estabiliza as tensões resistentes (esforços 1 ao 5) com as tensões de instabilidades (esforço 6), com este dado tem-se o valor da profundidade da ficha.

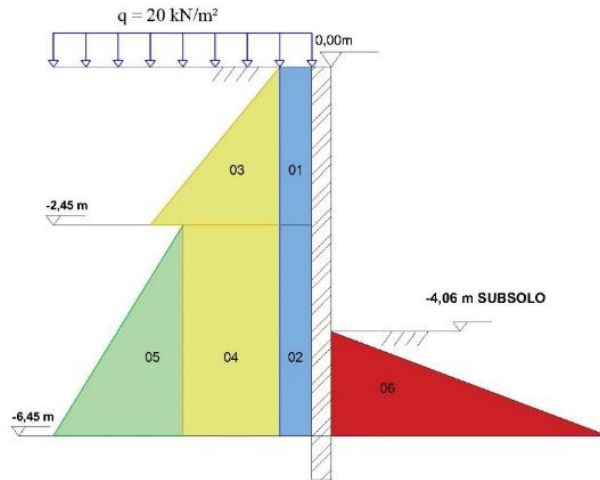
**Tabela 5 - Cálculo do diagrama líquido**

Esforços		Tipo de força	Camada 01	Camada 02
1	Sobrecarga na camada 01	Resistentes	20 x 0,53 = 10,6kN/m <sup>2</sup>	
2	Sobrecarga na camada 02			20 x 0,42 = 8,4kN/m <sup>2</sup>
3	Esforço horizontal ativo camada 01		17,7 x 0,53z <sub>1</sub> = 9,38z <sub>1</sub>	
4	Sobrecarga da camada 01 na camada 02			17,7x 2,45 x 0,42 = 18,20
5	Esforço horizontal ativa camada 02			18,7x 0,42z <sub>2</sub> = 7,85z <sub>2</sub>
6	Empuxo passivo	Instabilidade		18,7x 2,37z <sub>2</sub> = 44,32z <sub>2</sub>
<b>Total</b>			F(z <sub>1</sub> ) = 10,6 + 9,38 z <sub>1</sub>	F(z <sub>2</sub> ) = 26,6– 36,47z <sub>2</sub>

Fonte: AUTORES (2022).

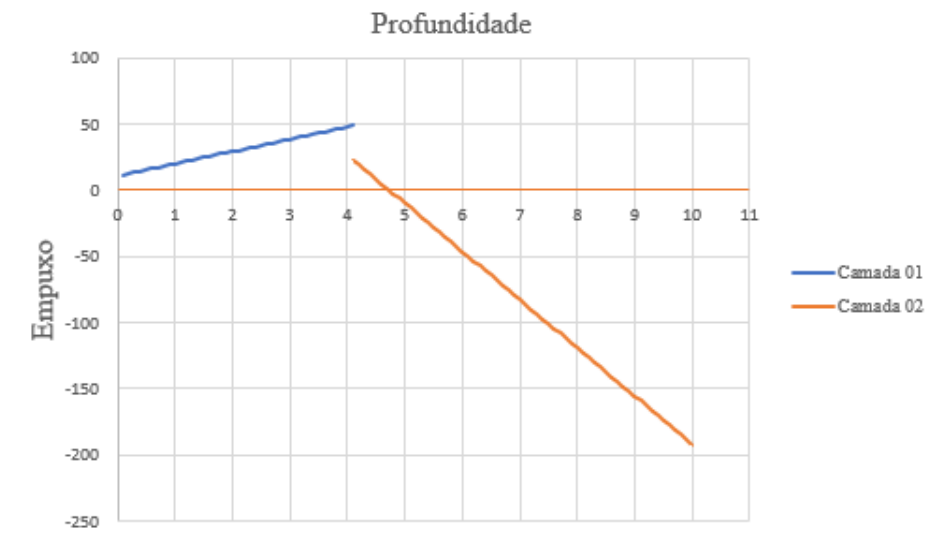


**Figura 14 - Esforços atuantes na Estrutura**



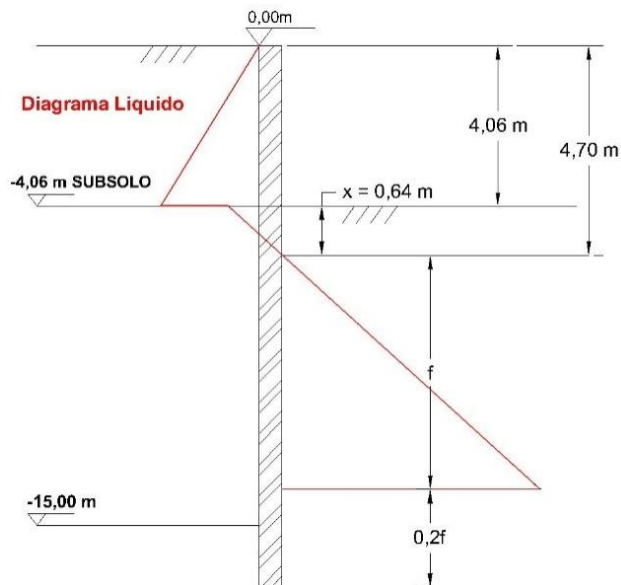
Fonte: AUTORES (2022).

**Figura 15 – Digrama líquido.**



Fonte: AUTORES (2022).

**Figura 16 – Profundidade da ficha**



Fonte: AUTORES (2022).

A partir do diagrama líquido conseguimos localizar o ponto onde se estabiliza as tensões resistentes com as tensões de instabilidades. Conforme o diagrama da Figura 16 elas se igual na profundidade de 4,7 m, com este dado podemos obter o valor de  $x$  para o cálculo da profundidade da ficha.

Utilizando as Equações 12 e 13 foram determinadas as tensões na estrutura, indicadas na tabela 06, a fim de facilitar os cálculos a  $x+f$  foi denominado  $d$ , assim sendo a nossa ficha inicial:

**Tabela 6 - Cálculos dos momentos atuantes na estrutura**

Item	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN/m)
1	Sobrecarga camada 01 $0,53 \cdot 20 \cdot 2,45 = 43,07$	$4,06/2+d$	$31,81+25,77d$
2	Sobrecarga camada 02 $0,42 \cdot 20 \cdot d = 8,4d$	$d/2$	$4,2d^2$
3	Empuxo ativo camada 01 $0,53 \cdot 17,7 \cdot 2,45^2 \cdot 1/2 = 77,32$	$2,45/3+d$	$22,99+28,15d$
4	Sobrecarga da camada 01 na camada 02 $0,42 \cdot 17,7 \cdot 2,45 \cdot d = 18,21d$	$d/2$	$9,10d^2$
5	Empuxo ativo camada 02 $0,42 \cdot 18,7 \cdot d^2 \cdot 1/2 = 3,93d^2$	$d/3$	$1,31d^3$
6	Empuxo passivo $2,37 \cdot 18,7 \cdot d^2 \cdot 1/2 = 22,16d^2$	$d/3$	$7,39d^3$

Fonte: AUTORES (2022).

Conforme apresentada na Equação 3, o somatório dos momentos de instabilidades, linhas 1 a 5, serão divididas pelos momentos de resistência da linha 6, assim obtendo a seguinte inequação:

$$\frac{\sum MR}{\sum MI} = \frac{7,39d^3}{1,31d^3 + 13,3d^2 + 53,92d + 54,8} \geq 2$$

Para obter um valor consistente o resultado da inequação foi calculado em uma planilha, e o resultado para a ficha inicial foi de  $d = 8,54\text{m}$ .

Utilizando a Equação 4 a profundidade de engastamento da ficha final da estrutura será de:

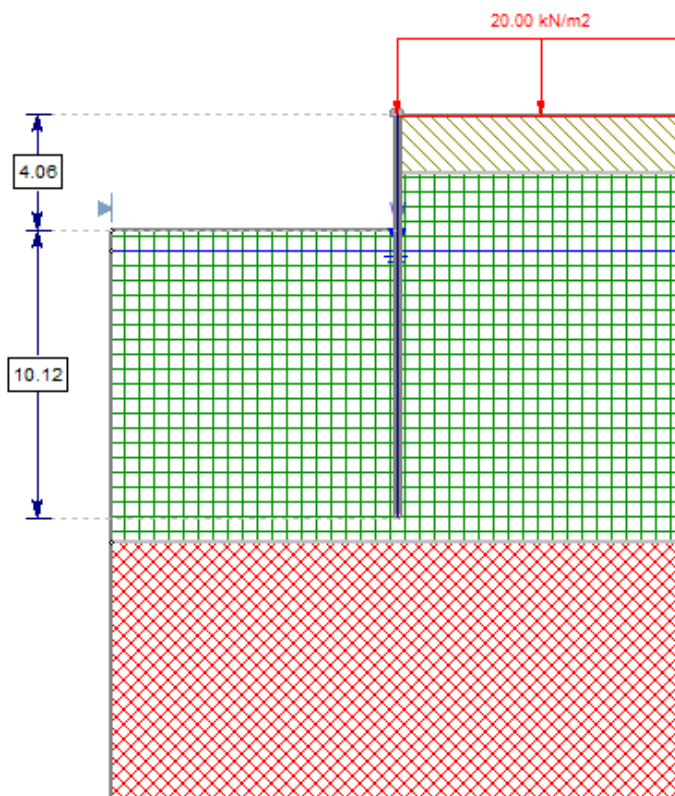
$$\begin{aligned} x + f &= d \\ f &= 8,54 - 0,64 = 7,9 \\ fd &= 1,2 \cdot f \\ fd &= 1,2 \cdot 7,9 = 9,48 \\ \text{Comprimento final da estaca} &= 9,48 + 0,64 + 4,06 = 14,18 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 4.5.2 Verificação de estabilidade global

Para os cálculos da verificação de estabilidade global foi utilizado o programa *Slide* versão 6 (2017), o programa realiza análises de estabilidade em duas dimensões. Para o cálculo de estabilidade iremos usar o método de Bishop apresentado na bibliografia deste

trabalho. Além do método de Bishop também foram calculadas pelos métodos de Janbu, Spencer e Morgenstern-Price disponíveis no programa para efeito de comparação.

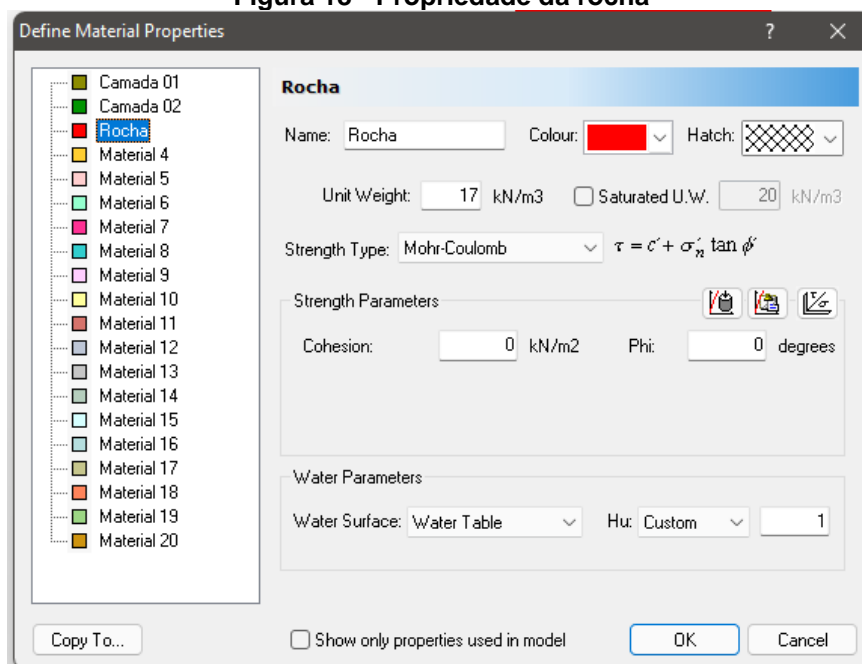
Figura 17 - Contenção



Fonte: SLIDE (2022).

A sondagem não retirou amostras da rocha na profundidade abaixo de 15,00 m, sendo assim foi considerada uma rocha marroada, coesão e ângulo de atrito foram desprezados (Figura 18).

Figura 18 - Propriedade da rocha



Fonte: SLIDE (2022).

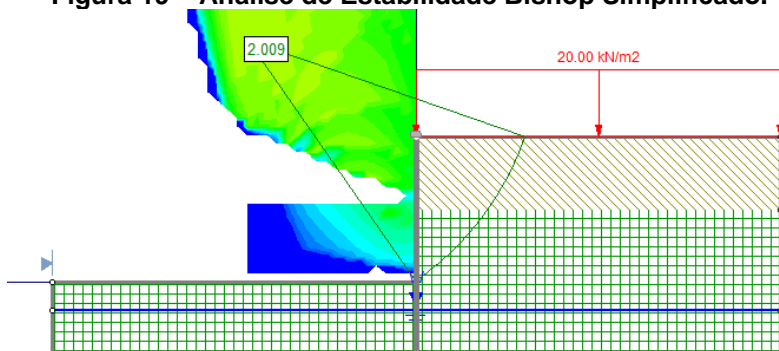
O fator de segurança estabelecido pela ABNT - NBR 11682:2009 tem que ser maior ou igual a 1,50, os valores obtidos em todos os métodos analisados apresentados na tabela estão além desta margem (Figuras 39, 40, 41 e 42), deste modo podemos considerar que o talude está estável para um cenário de deslizamento.

**Tabela 7 - Valores de FS Min por método**

Métodos	FS Min
Bishop simplificado	2,009
Jambu simplificado	2,022
Spencer	2,020
GLE / Morgenstern-Price	2,016

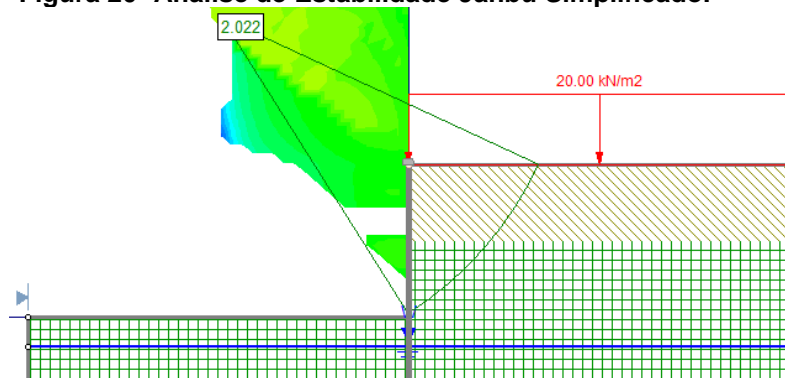
Fonte: AUTORES (2022).

**Figura 19 – Análise de Estabilidade Bishop Simplificado.**



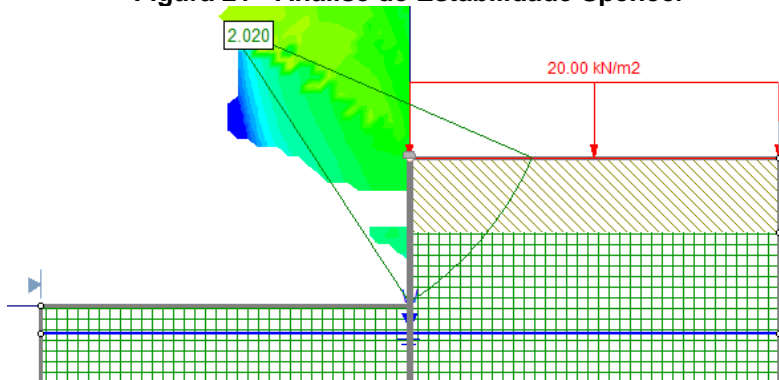
Fonte: SLIDE (2022).

**Figura 20- Análise de Estabilidade Janbu Simplificado.**



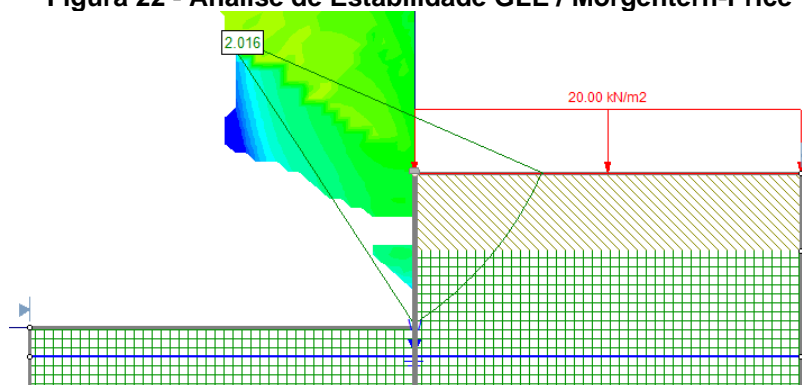
Fonte: SLIDE (2022).

**Figura 21 - Análise de Estabilidade Spencer**



Fonte: SLIDE (2022).

Figura 22 - Análise de Estabilidade GLE / Morgenstern-Price



Fonte: SLIDE (2022).

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo principal o dimensionamento e execução de contenções em estacas hélice contínua, assim contemplando uma revisão bibliográfica e um estudo de caso para aplicação. Entre as soluções analisadas identificou que a adoção de uma cortina de contenção em estacas hélices contínuas era viável. A escolha desta solução foi devida as características do empreendimento, que previa um subsolo, as características do solo, e ao nível do lençol freático.

Com base nos cálculos realizados, utilizando o método clássico, verificou-se que o comprimento ficha final da estrutura de contenção atingia um comprimento de 14,18 m. Por meio de análises numéricas foi calculada a estabilidade de deslizamento da estrutura, que atingiu o fator de segurança superior ao estabelecido pela ABNT NBR 1682:2009. As estacas atingiam o nível acima da rocha do solo estudado segundo o laudo de sondagem do terreno, assim facilitando a execução, sendo rápida sem gerar adversidades na execução da subestrutura e infraestrutura.

### 5.1 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

- Dimensionar tirantes em cortinas de contenção;
- Influência do lençol freático no dimensionamento geotécnico;
- Dimensionar armação das estacas.

## REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**: NBR6122. 2019

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Tirantes ancorados no terreno** - Projeto e execução: NBR5629. 2018

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estabilidade de encostas**: NBR11682. 2009.

BARROS, P. L. DE A. **Obras de Contenção** - Manual Técnico. p. 220, 2010.

DANZIGER B. R./ F De R. **Fundações em estacas**. ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2021.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção** - Muros de Arrimo. Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>

HACHICH, W. et al. **FUNDAÇÕES - Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2009.

JOPPERT, I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: Editora PINI Ltda., 2009.

MAGALHÃES, M. DE S. **Dimensionamento de estruturas de contenção atarantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos**, 2015

MAGALHÕES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. Brasília/ DF 2005

PEREIRA, Caio. **Estaca Hélice Contínua** – Vantagens e Desvantagens. Escola Engenharia, 2017. Disponível em: <[escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua/](http://escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua/)>

PEREIRA, G.M.V. **Emprego de Tirantes para Diminuição dos Deslocamentos em Contenção em Solo Grampeado**. Disponível em: <[EmpregoTirantesDiminuicao.pdf](http://EmpregoTirantesDiminuicao.pdf) (ufu.br)>

PIREZ, R. A. **Estudo Comparativo De Fundações Profundas: Estaca Hélice Contínua Estaca x Estaca tipo Strauss**. Monte Carmelo ,2018. Disponível <<http://repositorio.fucamp.com.br/handle/FUCAMP/433>>

RAMIREZ, R.G. **Análise de Confiabilidade em Estruturas de Contenção**. Disponível em: <[UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ \(uem.br\)](http://UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ (uem.br))>

RESENDE, P.T. **Dimensionamento Geotécnico de uma Cortina em Estaca**. Disponível em: <[DimensionamentoGeotecnicoCortina.pdf](http://DimensionamentoGeotecnicoCortina.pdf) (ufu.br)>

SANTOS, F.A. **Avaliação do Desempenho de uma Cortina de Estacas Espaçadas, Atirantadas, em Areia**. Disponível em: <[repositorio.ufrn.br](http://repositorio.ufrn.br)>

SLIDE SLOPE STABILITY ANALYSIS SOFTWARE. Rocscience, 2017.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. **Fundações** - Teoria e Prática. Capítulo 7 - Análise, projeto e execução de fundações rasas. [s.l.: s.n.].