



UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

FELIPE CAETANO SPROVIERI

MARCELO EUCLYDES DA SILVA

**CORTINA ATIRANTADA:
ESTUDO DE CASO**

PALHOÇA

2020

**FELIPE CAETANO SPROVIERI
MARCELO EUCLYDES DA SILVA**

**CORTINA ATIRANTADA:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade do Sul de Santa Catarina
como requisito parcial à obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Paulo Wagner, Esp.

Palhoça
2020

**FELIPE CAETANO SPROVIERI
MARCELO EUCLYDES DA SILVA**

**CORTINA ATIRANTADA:
ESTUDO DE CASO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Palhoça, 27 de Novembro de 2020.



Professor e orientador Paulo Wagner, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Prof. Fábio Fiates, Dr.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Eng. Civil Hugo Rohden Becker, MSc.
Companhia Catarinense de Águas e Saneamento

Este trabalho é dedicado a amizade
construída ao longo do curso de
engenharia civil, que o caminho seja longo
e próspero.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao nosso professor e orientador Prof. Paulo Wagner por aceitar realizar a orientação, e nos direcionar a uma área da engenharia civil com muito potencial de atuação.

Gostaríamos de agradecer ao amigo e Professor Fábio Fiates, e ao Engenheiro Civil Hugo Rohden Becker, por aceitarem participar da banca de avaliação do nosso trabalho de conclusão curso.

E por fim, mas de plena importância, agradecemos ao Professor e amigo Romson Heleo Romagna, o qual nos acompanhou ao longo dos processos burocráticos do TCC e não deixou que perdêssemos os prazos para a tão esperada conclusão.

E não podíamos deixar de agradecer ao ano de 2020, onde tudo mudou!

“O que prevemos raramente ocorre; o que menos esperamos geralmente acontece.”
(Benjamin Disraeli, 1870).

RESUMO

Estruturas ancoradas são aquelas cuja estabilidade é garantida através de tirantes ancorados no terreno. A estrutura pode ser contínua, em grelha, em placas ou em contrafortes (NBR 11682:2009). Esse trabalho objetivou analisar estruturas de contenção com sistema de ancoragem aplicado às obras de engenharia que demandam cortes em regiões urbanas. Sendo assim, foi aplicado o método de dimensionamento proposto por Morgenstern e Price, para a seção crítica de um projeto executado no município de Florianópolis, como referência de análise e comparação. O caso estudado trata-se de uma edificação construída na região central de Florianópolis, SC, Brasil. Esta edificação caracteriza-se por ter 14 pavimentos tipos e 4 níveis de garagens, sendo 3 no subsolo. Para a realização das obras no subsolo, foi necessário fazer um corte no terreno de, aproximadamente 7,10 metros. Para possibilitar a escavação do solo sem causar interferência estrutural nas construções adjacentes, foi necessário a execução de uma estrutura de contenção com método de ancoragem por tirantes. A partir dos resultados obtidos, foi possível analisar a condição de segurança para a seção crítica avaliada neste estudo. Sendo que para tanto foi utilizado o software Geostudio 2018 R2, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price. No desenvolvimento deste estudo de caso a não realização de ensaios geotécnicos culminou na necessidade de criar cenários de análise adicionais, buscando simular as condições de projeto propostas pelo projetista. A partir destas foi determinado que apenas 2 linhas de tirantes atendem o critério de segurança recomendado pela ABNT NBR 11682/2006 para esta obra localizada no centro de Florianópolis.

Palavras-chave: Estabilidade. Tirantes. Fator de Segurança.

ABSTRACT

Anchored structures are those whose stability is guaranteed by tie rods anchored to the ground. The structure can be continuous, in a grid, in plates or in buttresses (NBR 11682: 2009). This work aimed to analyze containment structures with an anchoring system applied to engineering works that require cuts in urban regions. Therefore, the design method proposed by Morgenstern and Price was applied to the critical section of a project carried out in the city of Florianópolis, as a reference for analysis and comparison. The case studied is a building built in the central region of Florianópolis, SC, Brazil. This building is characterized by having 14 standard floors and 4 levels of garages, 3 of which are underground. To carry out the works underground, it was necessary to make a cut in the ground of approximately 7.10 meters. In order to make it possible to excavate the soil without causing structural interference in the adjacent buildings, it was necessary to implement a containment structure with a method of anchoring by ties. From the results obtained, it was possible to analyze the safety condition for the critical section evaluated in this study. The Geostudio 2018 R2 software, Slope / W module by the method of Morgenstern and Price, was used for this purpose. In the development of this case study, the failure to perform geotechnical tests culminated in the need to create additional analysis scenarios, seeking to simulate the design conditions proposed by the designer. For this, the cohesion soil parameter was zeroed, because when applied the calculated Safety Factor was above the minimum necessary for reinforcement in the soil. From these it was determined that only 2 lines of risers meet the safety criteria recommended by ABNT NBR 11682/2006 for this work located in the center of Florianópolis.

Keywords: Stability. Anchors. Safety factor.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Perfis com pranchada.	18
Figura 2. Cortina atirantada.	19
Figura 3. Estanqueidade da contenção.	20
Figura 4. Parede diafragma.	21
Figura 5. Disposição das armaduras da parede diafragma com estacas secantes.	22
Figura 6. Estacas secantes.	23
Figura 7. Tirante composto por barra de aço.	25
Figura 8. Tirante composto por fio ou cordoalha de aço.	25
Figura 9. Especificações dos tirantes monobarra da INCOTEP.	26
Figura 10. Especificações dos tirantes monobarra da AWA.	27
Figura 11. Especificações dos tirantes monobarra da DYWIDAG.	27
Figura 12. Cabeça de tirantes.	29
Figura 13. Tirante ancorado.	30
Figura 14. Perfuração tirante com injeção posterior.	31
Figura 15. Protensão de tirante com injeção posterior.	33
Figura 16. Cabeça de proteção.	34
Figura 17. Tirante auto-injetável.	35
Figura 18. Tricone.	36
Figura 19. Perfuração tirante auto-injetável.	37
Figura 20. Espacialização da obra estudada com geometria dos trechos.	42
Figura 21. Perfil esquemático do solo.	44
Figura 22. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,723$	47
Figura 23. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,144$	48
Figura 24. Distribuição dos tirantes em relação as cortinas.	49
Figura 25. Projeto executivo de instalação dos tirantes.	50
Figura 26. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=2,046$	52
Figura 27. Análise do ângulo crítico por Morgenstern-Price.	52
Figura 28. Critérios mínimos de projeto.	53
Figura 29. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,611$	54
Figura 30. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,611$	55
Figura 31. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,672$	55
Figura 32. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,727$	56

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ' = ângulo de atrito efetivo (graus)

K_a = coeficiente de empuxo ativo

E_a = empuxo ativo (kPa)

K_p = coeficiente de empuxo passivo

E_p = empuxo passivo (kPa)

γ = peso específico do solo (kN/m³)

H = altura da parede de solo (m)

c' = coesão efetiva do solo (kPa)

S_u = resistência não drenada (kN/m²)

W = peso da fatia de solo (kN)

u = peso específico da água (kN/m³)

σ'_h = tensão horizontal efetiva (kPa)

σ'_v = tensão vertical efetiva (kPa)

q = sobrecarga (kPa)

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Perfil do solo na área de estudo.....	43
Quadro 2. Parâmetros de projeto.....	50
Quadro 3. Parâmetros de carga definidos para aplicação nos tirantes.....	51

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA	14
1.1.1	Objetivo Geral	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
1.2	PROBLEMA A SER RESOLVIDO	15
1.3	JUSTIFICATIVA	15
1.4	DELIMITAÇÃO DO TRABALHO	16
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	MUROS DE CONTENÇÃO	17
2.2	TIPOS DE CORTINA	17
2.2.1	Perfis com pranchada	17
2.2.2	Cortina atirantada	18
2.2.3	Parede diafragma escavada com lama bentonítica	19
2.2.4	Parede diafragma com estacas secantes	21
2.3	TIRANTES	24
2.4	TIRANTES COM INJEÇÃO POSTERIOR	24
2.4.1	Especificação Tirantes Monobarra	26
2.4.1.1	INCOTEP	26
2.4.1.2	AWA	26
2.4.1.3	DYWIDAG	27
2.4.2	Partes do tirante	28
2.4.2.1	Cabeça	28
2.4.2.2	Trecho livre	29
2.4.2.3	Trecho ancorado	30
2.4.3	Metodologia Executiva	30
2.5	TIRANTES TUBULARES AUTO-INJETÁVEIS	34
2.5.1	Metodologia Executiva	36
2.5.2	Tratamento contra corrosão	38
2.6	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA CONTENÇÃO	39
2.7	DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES	40
2.7.1	Método Brasileiro	40

3 RESULTADOS OBTIDOS	42
3.1 EXPOSIÇÃO ESTUDO DE CASO.....	42
3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	43
3.3 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO	44
3.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	46
3.4.1 CENÁRIO 1 – Talude Natural (Coesão 20 kPa)	47
3.4.2 CENÁRIO 2 – Talude Natural (Coesão 0 kPa)	47
3.4.3 CENÁRIO 3 – Projeto Executado (Coesão 0 kPa).....	48
3.4.4 CENÁRIO 4 – Projeto Otimizado (Coesão 0 kPa).....	53
3.4.4.1 Alternativa 1 – 3 Tirantes ($\Theta=15^\circ$)	53
3.4.4.2 Alternativa 2 – 2 Tirantes ($\Theta=15^\circ$)	54
3.4.4.3 Alternativa 3 – 2 Tirantes – ($\Theta=20^\circ$)	55
3.4.4.4 Alternativa 4 – 2 Tirantes – ($\Theta=25^\circ$)	56
4 CONCLUSÃO	57
4.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	58
REFERÊNCIAS.....	59
APÊNDICES	61
APÊNDICE A – Sondagem SPT	62

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção têm como objetivo conter uma massa de solo, evitando o desmoronamento ou deslizamento do mesmo. A estrutura deve ser dimensionada para suportar os empuxos da terra e as ações da água (SANTOS 2014).

A execução de sistemas de contenção de solos é cada vez mais comum em obras civis, visto que, existe a necessidade de ocupação de áreas irregulares topograficamente, onde a segurança de cortes e aterros pode ser obtida por meio da implantação dos mesmos (CARDOSO, 2002).

Dentre os sistemas de contenção mais utilizados podem-se citar os muros de contenção ou arrimo, obras de retaludamento e solos reforçados, como terra armada e, cortinas atirantadas, sendo este último o objeto de estudo desse trabalho. Quando é necessária a contenção de grandes esforços horizontais provenientes de grandes volumes de solo ou de grandes escavações, concomitantemente à necessidade de ocupação de espaços reduzidos para implantação da obra, a cortina atirantada torna-se a melhor solução, qualificando-a para o emprego em obras rodoviárias, principalmente em serras e/ou terrenos acidentados (MORE,2003).

Segundo More (2003), as primeiras aparições do método de ancoragem de cortinas ocorreram em países da Europa, como Alemanha, Itália e França em meados da década de 50. Nesse período a técnica era constituída por uma única barra de aço, inserida dentro de um furo, preenchido por calda de cimento, atingindo valores baixos de resistência.

Em território nacional, estima-se que o pioneiro na técnica de ancorar o solo é o fundador da empresa Tecnosolo, professor Antônio José da Costa Nunes, no ano de 1970. Além disso, atribui-se a Nunes e Velloso, o primeiro documento publicado relacionado ao projeto e dimensionamento de cortinas atirantadas no Brasil, em 1963 (FIGUEIREDO, 2018).

O método de construção de cortinas atirantadas consiste em inserir um elemento de reforço, neste caso os tirantes, em furos pré-realizados no maciço e fixá-los em uma parede de concreto armado. Após a inserção dos tirantes, são realizadas uma ou mais injeções de calda de cimento sob pressão, no interior do furo, com o objetivo de criar o bulbo de ancoragem. Indica-se o uso de tratamento nas barras de aço para evitar a corrosão dos tirantes quando em contato com o solo (NBR 5629/06).

Figueiredo (2018) menciona que a utilização da ancoragem dos elementos de reforço depende de vários fatores, dentre eles destacam-se: a geometria do reforço (comprimento livre, trecho ancorado, diâmetro do furo e a inclinação em que o tirante é inserido no solo), os esforços que serão empregados (carga de trabalho, carga de ruptura e cargas admissíveis) e por fim, a execução dos tirantes (escolha do material da barra, traço do concreto utilizado na injeção, tratamento anticorrosão, entre outros). Estes parâmetros são importantes para que o objetivo final de projeto seja atingido, principalmente tratando-se do desempenho mecânico e da resistência almejada da estrutura de contenção.

Tendo em vista a vasta utilização de estruturas de contenção em cortina atirantada em obras de engenharia e os desafios envolvidos no correto dimensionamento da mesma, o presente trabalho tem por objetivo realizar um estudo de caso de uma obra executada na região central de Florianópolis. O projeto executado aplicou o dimensionamento de cortinas atirantadas para escavação dos pavimentos de subsolo e foi submetido a simulações para análises e proposições de alternativas otimizadas para o sistema de contenção.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral realizar um estudo de caso no dimensionamento e execução de tirantes do tipo monobarra de uma cortina atirantada em uma obra localizada na região central do Município de Florianópolis.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Levantar informações referentes ao projeto, investigação geotécnica e procedimentos executivos referentes à obra em estudo;
- Definir e estudar os parâmetros geotécnicos da área de implantação da cortina;

- Avaliar a estabilidade da área antes e após a implantação da estrutura de contenção;
- Estimar esforços atuantes sobre a estrutura e elementos de reforço, para comparar o projeto executado e propor uma solução otimizada com base na comparação dos dados obtidos com um projeto executado no mesmo terreno.

1.2 PROBLEMA A SER RESOLVIDO

Com a necessidade de conter esforços horizontais de solo e garantir a segurança na execução de obras de contenção com ancoragem, ao longo do tempo foram desenvolvidos diversos métodos de dimensionamento, onde cada método atribui suposições específicas para determinados problemas.

Sendo assim, neste trabalho será aplicado o método de dimensionamento proposto por Morgenstern e Price, para a seção crítica de um projeto executado no município de Florianópolis, como referência de análise e comparação.

E como hipótese de pesquisa a serem estudadas, verificar quais os coeficientes de segurança foram utilizados na obra em análise e qual foi a proposição dos parâmetros geotécnicos utilizados.

1.3 JUSTIFICATIVA

Em decorrência de topografias acidentadas e do crescimento dos centros urbanos aliada ao aumento populacional desordenado, culminou a necessidade de conter esforços horizontais de maciços de solo com o intuito de garantir a segurança na ocupação dos terrenos urbanos, através da aplicação de estruturas de contenções (TAKAHASHI, 2017).

Em virtude da singularidade apresentada em cada técnica de estabilização de maciços de solo, é essencial a análise minuciosa de cada caso em específico a fim de averiguar o método ideal a ser aplicado em determinado local, uma vez que as técnicas para estabilização são diversas e com características distintas, sendo constantemente aperfeiçoadas e inovadas pela engenharia. Desta forma, observou-

se a importância do estudo na área de geotecnia, ligada às estruturas de contenções, dando ênfase à técnica de cortina atirantada. O método de cortina atirantada promove a estabilização de taludes a partir do conjunto de um elemento tipo laje verticalizada frente ao maciço de solo e tirantes, portanto, a denominação “atirantada” (TAKAHASHI, 2017). Neste contexto, o presente trabalho abordará a técnica de cortina atirantada, bem como o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma cortina atirantada em estudo de caso situada na região central da cidade de Florianópolis/SC.

Esse trabalho objetiva analisar estruturas de contenção com sistema de ancoragem aplicado às obras de engenharia que demandam cortes em regiões urbanas. As informações aqui contidas limitam-se em falar da importância dos tirantes em obras de estabilização de encostas, como também de taludes de corte e aterro. Túneis e pontes são exceções que fogem do problema de pesquisa.

Estruturas ancoradas são aquelas cuja estabilidade é garantida através de tirantes ancorados no terreno. A estrutura pode ser contínua, em grelha, em placas ou em contrafortes (NBR 11682:2009).

1.4 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho aborda um estudo de caso onde a aplicação de métodos de contenção de solos com ancoragem foi necessário. A obra cujo estudo de caso será analisado está localizada no município de Florianópolis/SC.

O trabalho ficará restrito ao dimensionamento dos tirantes do tipo monobarra que foram utilizados na obra para a execução da escavação do subsolo.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho é estruturado da seguinte forma: (i) inicialmente uma introdução ao tema será contextualizada; (ii) na sequência os objetivos e justificativa serão apresentados; (iii) após uma revisão bibliográfica dará embasamento a técnica aplicada; (iv) e para gerar as comparações será realizado um estudo de caso; (v) e pôr fim a conclusão será fundamentada.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 MUROS DE CONTENÇÃO

Segundo Barros (2008), muros de contenção são obras projetadas com o objetivo de fornecer estabilidade contra a falha de maciços de terra ou rochas fornecendo apoio e evitando o deslizamento ocasionado pela sua própria carga ou por cargas externas.

Já para Gerscovich et al. (2017), os muros são infraestrutura das corridas de repressão de parede aprumada, enterradas em uma fundação pouco ou muito profunda, que podem ser projetadas em alvenaria ou concreto.

A cortina é um tipo de muro de contenção utilizado quando não é possível alocar a base do muro e ou quando a escavação é superior a 5 metros de profundidade. Esse tipo de contenção é muito usado em projetos de fundações e projeto subterrâneos como subsolos de edifícios, galerias, rodovias e entre outras (GERSCOVICH et al, 2017).

2.2 TIPOS DE CORTINA

2.2.1 Perfis com pranchada

A contenção do solo é realizada por meio de estaqueamento de perfis metálicos estruturais soldados ou chapeados através de bate-estacas em queda livre junto a estrema do lote a ser escavado (JOPPERT JR. 2007).

As vantagens desse tipo de muro de contenção, segundo Joppert Jr. (2007), são escavação no limite do terreno junto com prancheamento paralelo, possibilidade de se usar perfis como alicerce utilizando como apoio a estrutura da edificação e pequena largura ao final da execução do muro.

Ainda segundo o autor, quando se projeta esse tipo de contenção com a finalidade de utilização em subsolos de edifícios urbanos, normalmente, essa contenção é utilizada como uma contenção provisória pois o trecho pranchado comumente fica em balanço e a outra parte do perfil fica engastado no solo. Ele ainda afirma que esse tipo de obra leva em torno de um ano para ser concluída, sendo

considerado uma etapa da obra relativamente rápida, por isso não se leva em consideração a perda de seção do perfil metálico devido a corrosão.

Esses perfis metálicos são fabricados em barras de 12 metros de comprimento e podem ser cortadas e/ou soldadas para atingir peças maiores ou menores do que o seu comprimento de fabricação. Após a cravação da estaca, ocorre a execução da escavação juntamente com a instalação dos pranchões entre os perfis metálicos e a extrema do lote. Os pranchões podem ser fabricados dos mais variados tipos sendo os mais comuns os de madeira ou placas de concreto armado pré-fabricados do tipo laje treliçada, conforme apresentado na Figura 1 (JOPPERT JR. 2007).

Figura 1. Perfis com pranchada.



Fonte: Site Laje Esteves¹.

2.2.2 Cortina atirantada

É um muro de contenção (Figura 2) que possui uma parede de concreto armado, normalmente na vertical com o complemento de tirantes, que são concretados no terreno numa profundidade pré-determinada em projeto para que ele seja estável, impedindo a ruptura ou o trabalho indesejado da estrutura de contenção (GERSCOVICH et al, 2017).

¹Disponível em: <<https://www.lajesesteves.com.br/pt/produtos/cortina-de-contencao> > Acesso em Nov. 2020

Para serem ancorados no muro de contenção - utilizando um sistema de conexões e chapas metálicas -, os tirantes são tracionados por equipamentos hidráulicos para que atinjam a carga pré-definida em projeto pelo engenheiro projetista. Devido a essa carga, os tirantes exercem uma força que atua contra a estrutura de concreto e constitui a força responsável por se opor ao empuxo e permitir que o solo fique estável (GERSCOVICH et al, 2017).

A principal vantagem desse tipo de contenção é a possibilidade de aplicação sem a necessidade de cortar nada além do necessário, além de ser possível vencer qualquer altura. Já as desvantagens são o alto custo, seguido da demora para a execução (FIAMONCINI, 2009).

Figura 2. Cortina atirantada.



Fonte: Site AEC WEB².

2.2.3 Parede diafragma escavada com lama bentonítica

Segundo Cardoso (2002), a execução deste tipo de contenção é feito através de um equipamento chamado *Clamshell* ligado a um guindaste com acionamento por cabos hidráulicos que escava o solo e executa sucessivas estacas retangulares de concreto armado com largura e comprimento variando respectivamente de 40 a 120

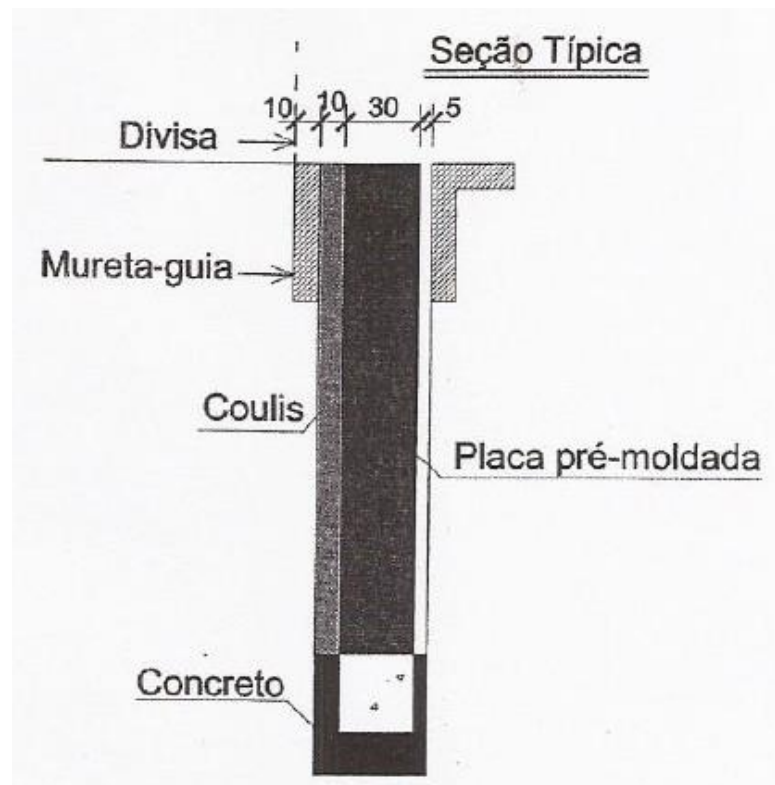
²Disponível em: <<https://www.aecweb.com.br/revista/materias/cortina-atirantada-em-concreto-armado-contem-empuxos-do-solo/14268>> Acesso em Set. 2020

centímetros e 2,50 a 4 metros, inserindo uma solução chama de lama bentonítica (mistura de argila montmorilonítica com água), chegando a profundidades acima de sessenta metros.

Com o objetivo de impossibilitar o fluxo de água para dentro do lote escavado, esse tipo de contenção é muito utilizado quando a escavação chega ao lençol freático e a solos arenosos evitando, assim, o rebaixamento do mesmo além disso potencializando a conservação do solo dentro do canteiro de obra, conforme apresentado em Figura 3 (JOPPERT JR. 2007).

Outro processo de execução de parede diafragma é utilizando placas de concreto pré-moldada. Após escavação, troca-se a lama bentonítica por coulis (mistura de lama bentonítica com cimento traço que varia de 100kg até 200kg de cimento por m³ de lama). Conforme ganha resistência com o tempo, o coulis vai se transformando em um material elástico com propriedades de permeabilidade e apoio maior do que o solo a sua volta. O coulis ainda é o responsável pela estanqueidade da contenção que obtido através do alinhamento da mureta-guia e a placa pré-moldada (JOPPERT JR. 2007).

Figura 3. Estanqueidade da contenção.



Fonte: Joppert Jr, 2007.

Ainda segundo o autor, pode-se utilizar diferentes configurações de placas pré-moldada. Entre as mais comuns estão as de concreto armado e/ou protendido, maciças ou vazada e com apoio do tipo macho-fêmea que certifica que as peças estão alinhadas (Figura 4).

Figura 4. Parede diafragma.



Fonte: Site Construindo Decor³.

2.2.4 Parede diafragma com estacas secantes

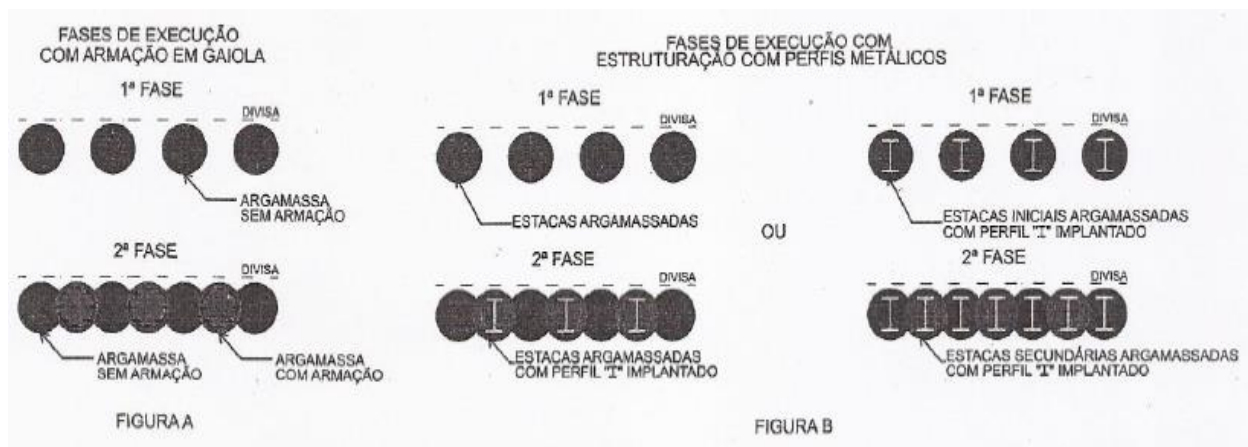
Joppert Jr. (2007) diz que diferentemente da parede diagrama escavada com lama bentonítica, a parede com estacas secante não utiliza essa lama, se tornando uma grande vantagem em relação a parede diafragma citada anteriormente. Além disso, esse tipo de contenção consegue penetrar em solos muito duros e rochas do tipo gnaiss A4 utilizando equipamentos menores para execução, se comparados com o *Clamshell*. A execução desse tipo de muro de contenção ocorre através de um equipamento de hélice contínua utilizando um acessório de perfuração chamado de

³Disponível em: <<https://construindodecor.com.br/parede-diafragma/>> Acesso em Set. 2020

“cabeça dupla” permitindo a escavação da extremidade do terreno e a penetração em concreto atingindo uma profundidade de no máximo 17,50 metros.

O autor ainda afirma que há duas possibilidades de executar esse tipo de contenção, conforme apresentado na Figura 5. A primeira seria utilizando um perfil I como armadura em todas as estacas. Assim seria possível realizar o recorte das estacas da extremidade, sem afetar a armadura, fazendo com que seja possível a união delas. Já na segunda possibilidade (Figura 6), as primeiras estacas são executadas sem armadura possibilitando o recorte destas para em uma segunda etapa, a estacas com armaduras sejam executadas fazendo a interação entre elas, conforme mostra a figura abaixo.

Figura 5. Disposição das armaduras da parede diafragma com estacas secantes.



Fonte: Joppert Jr, 2007.

As vantagens desse tipo de contenção, segundo Joppert Jr (2007), são:

- Não utilização de mureta-guia devido o rotor da cabeça ser instalado na parte externa da torre da máquina tornando a tubulação de revestimento rígida. Com o propósito de modular futuras perfurações das estacas, em obra é apenas necessário executar um gabarito com 10 centímetros de profundidade.
- A execução da estaca não exige que seja adicionado um fluido para garantir a estabilidade da escavação, exercendo um processo de execução parecido ao de hélice contínua. Semelhante ainda ao processo de execução de hélice contínua, a inserção da argamassa ocorre através de bomba mecânica.

- Capacidade de transpor rochas do tipo A-4, viabilizando maiores embutimento resultando em maior capacidade de carga vertical e menor fluxo de água.
- Possibilidade de não utilizar de concreto usinado quando o preenchimento das estacas é executado com argamassa pós-mistura. As vantagens desses métodos são o fornecimento de argamassa em silos, ausência de sobras, concreto sempre disponível.
- Possibilidade de utilizar perfis aço ao invés de armadura inclusive nas estacas iniciais, fazendo com que a estrutura de contenção possa absorver grandes esforços cortantes e de flexão.
- A execução das estacas começa pelas peças sem armaduras espaçadas adequadamente para que se possa executar as estacas com armadura fazendo assim que haja um tratamento eficaz das juntas.
- Ausência de desbarrancamento durante a escavação devido o revestimento das estacas juntamente com a aplicação de trado helicoidal contínuo.

Figura 6. Estacas secantes.



Fonte: Página do CGFC⁴.

⁴Disponível em: <<http://cgfc.com.br/wp-content/uploads/2017/06/vantagens-e-limitacoes-das-estacas-secantes.pdf>> Acesso em Nov. 2020

2.3 TIRANTES

São componentes estruturais projetadas para sofrer uma determinada tração. Os tirantes são inseridos na estrutura de contenção através de furos realizados por equipamentos manuais ou mecânicos com a ajuda através da passagem de água ou ar comprimido. São muito utilizados em muros de contenção, onde precisam absorver as forças horizontais promovidas pelo empuxo do solo, e em lajes de subpressão quando são projetadas na vertical objetivando a absorção das cargas oriundas dos empuxos hidráulicos do piso em projetos submersos (JOPPERT JR. 2007).

Segundo a NBR 5629:2018, Tirantes são “dispositivos capazes de transmitir esforços ativos de tração distribuídos em uma região estável do terreno sendo constituídos de cabeça, trecho livre e trecho ancorado ou bulbo”.

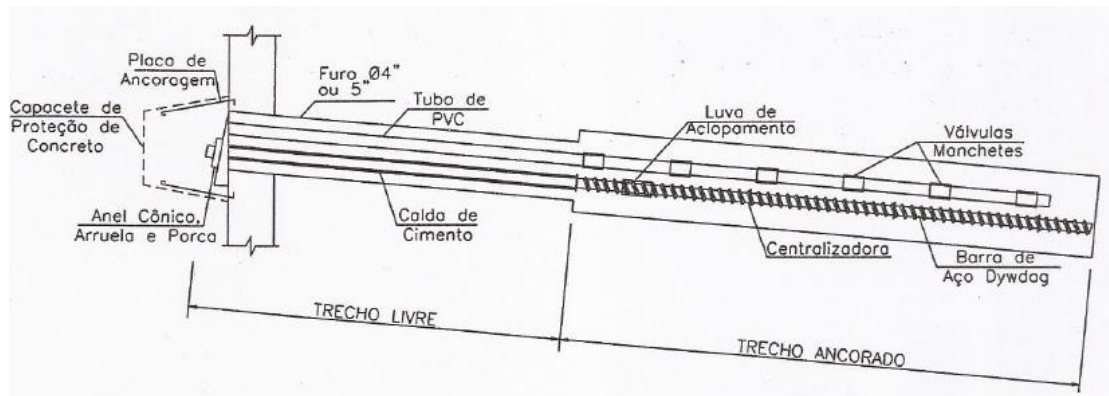
Para Cardoso (2002), um dos principais benefícios do muro de contenção com tirante é que não é necessário o escoramento dessas estruturas favorecendo as escavações e serviços. Ele ainda afirma que os tirantes são utilizados mesmo que a contenção seja provisória devido a esse benefício citado anteriormente, especialmente em obras onde haja interferência ocasionadas por redes de esgoto, água, luz e telefone.

2.4 TIRANTES COM INJEÇÃO POSTERIOR

Gerscovich et al. (2017) afirmam que são utilizados tirantes de monobarras de aço (Figura 7) ou cordoalhas (Figura 8) e que são instaladas com uma inclinação de quinze a trinta graus perpendicularmente ao muro de contenção, favorecendo a injeção da nata de cimento para a ancoragem.

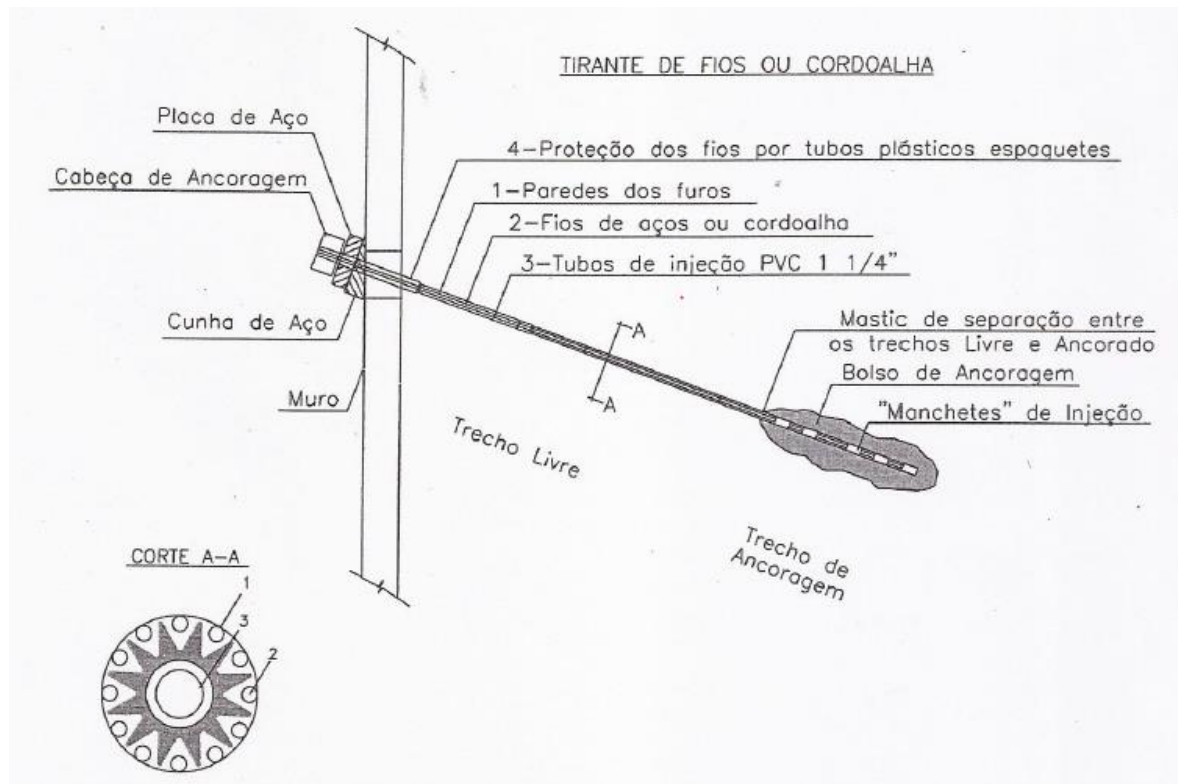
Produzidos em barras maciças formada por aços ST 42/50, ST 50/55 e ST 85/105, os tirantes de barras são normalmente fornecidos pelas empresas Dywidag, Incotep e AWA que também produz peças e acessórios para emendas e protensão das barras. Já os tirantes, executados com fios e cordoalhas de aço, são montados com espaçadores e tubos manchets conforme a imagem a seguir (JOPPERT JR. 2007):

Figura 7. Tirante composto por barra de aço.



Fonte: Joppert Jr. 2007.

Figura 8. Tirante composto por fio ou cordoalha de aço.



Fonte: Joppert Jr. 2007.

2.4.1 Especificação Tirantes Monobarra

2.4.1.1 INCOTEP

Os tirantes de monobarra da INCOTEP são fabricados com barras maciças de aço possuindo uma alta resistência mecânica. As barras passam por um processo de laminação a frio que garantem uma máxima aderência ao cimento, essencial para proporcionar uma transferência de carga apropriada na estrutura ancorada.

A INCOTEP oferece as seguintes dimensões para tirante monobarra, conforme apresentado na Figura 9.

Figura 9. Especificações dos tirantes monobarra da INCOTEP.

Tirante Mono-barra	Diâmetro		Área [mm²]	Massa Linear [kg/m]	Propriedades Mecânicas Mínimas [kgf/mm²]		Cargas [tf]					
							Cargas Limites		Trabalho conforme norma ABNT NBR 5629:2018			
	Nominal D [mm]	Efetivo [mm]			Limite de Escoamento	Limite de Ruptura	Carga de Escoamento	Carga de Ruptura	Ensaio	Perma-nente	Provi-sória	Prova de Carga
INCO 22D	30	28,7	648,0	5,0	60,0	72,0	38,9	46,7	35,0	20,0	23,0	29,2
INCO 35D	40	38,0	1134,0	9,0	60,0	72,0	68,1	81,7	61,3	35,0	41,0	51,1
INCO 45D	44	41,0	1319,0	10,5	68,0	87,0	89,7	114,7	80,7	46,0	54,0	67,3
INCO 50D	50	45,9	1653,0	14,1	60,0	72,0	99,2	119,0	89,3	51,0	60,0	74,4
INCO 60D	53	49,8	1944,0	16,0	60,0	72,0	116,7	140,0	105,0	60,0	70,0	87,5
INCO 70D	57	53,7	2269,0	18,1	60,0	72,0	136,1	163,3	122,5	70,0	82,0	102,1
INCO 90D	63	60,9	2917,0	22,6	60,0	72,0	175,0	210,0	157,5	90,0	105,0	131,3
INCO 100D	69	64,2	3241,0	27,4	60,0	72,0	194,4	233,3	175,0	100,0	117,0	145,8

Observação: Módulo de Elasticidade 21.000 Kgf/mm²

Fonte: Site INCOTEP⁵.

2.4.1.2 AWA

A AWA oferece uma vasta opção de tirantes monobarra assim como diversos tipos de componentes para esse tipo de tirante proporcionando uma alta performance em aplicações estruturais.

As especificações técnicas dos tirantes monobarra da AWA são apresentadas na Figura 10.

⁵Disponível em: <<https://www.incotep.com.br/produtos/tirantes-monobarra/>> Acesso em Nov. 2020

Figura 10. Especificações dos tirantes monobarra da AWA.

TIRANTES AWA	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	DIÂMETRO EFETIVO (mm)	ÁREA SEÇÃO EFETIVA (mm ²)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kgf/mm ²)	TENSÃO (KGf/MM2)		CARGA (TONELADAS FORÇA)					MASSA LINEAR (kg/m)
					ESCOAMENTO	RESISTÊNCIA	ESCOAMENTO	RUPTURA	ENSAIO	FT PERMANENTE	FT PROVISÓRIO	
AWA-25L	28,2	25	491	21000	55	75	27,0	36,8	24,3	14	16	4,10
AWA-25	28,2	25	491	21000	85	105	41,7	51,6	37,6	21	25	4,10
AWA-25H	28,2	25	491	21000	110	125	54,0	61,4	48,6	28	32	4,10
AWA-32	36	32	804	21000	50	65	40,2	52,3	36,2	21	24	6,65
AWA-32H	36	32	804	21000	85	105	68,3	84,4	61,5	35	41	6,65
AWA-36	40,4	36	1018	21000	85	105	86,5	106,9	77,9	45	52	8,41
AWA-40	45	40	1257	21000	85	105	106,8	132,0	96,2	55	64	10,34
AWA-40H	45	40	1257	21000	110	125	138,3	157,1	124,4	71	83	10,34
AWA-50	55,6	50	1963	21000	85	105	166,9	206,1	150,2	86	100	16,28
AWA-50M	55,6	50	1963	21000	95	110	186,5	215,9	167,8	96	112	16,28

Conforme NBR 5629:
 Força de ensaio máx. = 0,9 x carga de escoamento
 Força de trabalho permanente = Força de ensaio / 1,75
 Força de trabalho provisória = Força de ensaio / 1,50

Fonte: Site AWA⁶.

2.4.1.3 DYWIDAG

Fornecidos com um comprimento de 12 metros, os tirantes de monobarra da Dywidag superam as exigências da norma brasileira. Preparados para ambientes agressivos, a empresa oferece acessórios de proteção específicos, além da opção de pintura epóxica de fábrica como camada de proteção primária. A DYWIDAG oferece no mercado, os seguintes tipos de tirantes monobarra na sua linha GEWI (Figura 11).

Figura 11. Especificações dos tirantes monobarra da DYWIDAG.

Ø Nominal	Tensão de Escoamento [Kg/mm ² / MPa]	Tensão de Ruptura [Kg/mm ² / MPa]	Carga de Escoamento [tf]	Carga de Ruptura [tf]	Passo [mm]	Área da Seção Transversal ^{a)} [mm ²]	Peso ^{b)} [Kg/m]
GW 25 mm	50 [500]	75 [750]	25	37	12,5	491	3,90
GW 25 mm Plus	67 [670]	80 [800]	33	39	12,5	491	3,90
GW 32 mm	50 [500]	55 [550]	40	44	16	804	6,31
GW 32 mm Plus	67 [670]	80 [800]	54	64	16	804	6,31
GW 50 mm	50 [500]	55 [550]	98	108	26	1.963	15,40
GW 57,5 mm Plus* NOVO!	67 [670]	80 [800]	174	208	20	2.597	20,38
GW 63,5 mm Plus* NOVO!	67 [670]	80 [800]	212	253	21	3.167	24,86
GW 75 mm Plus* NOVO!	67 [670]	80 [800]	296	353	24	4.418	34,68

Fonte: Site DYWIDAG⁷.⁶Disponível em: <<https://awacomercial.com.br/portfolio/tirantes-para-protensao/>> Acesso em Nov. 2020⁷Disponível em: <<https://www.dywidag.com.br/fileadmin/downloads/dywidag-com.br/dsi-protendidos-sistemas-de-protensao-com-barras-dywidag-aplicacoes-estruturais-la.pdf>> Acesso em Nov. 2020

2.4.2 Partes do tirante

2.4.2.1 Cabeça

A cabeça do tirante é a parte responsável por suportar na estrutura de contenção. Ela é dividida em bloco de ancoragem, cunha de grau e placa de apoio.

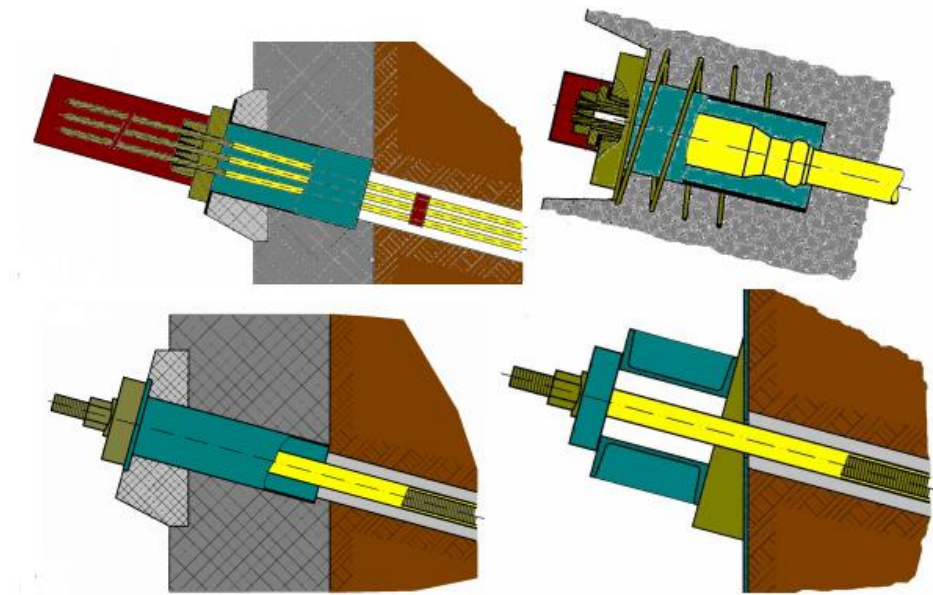
More (2003) diz que a placa de apoio é a responsável por distribuir os esforços do tirante e comumente é formada por chapas metálicas podendo o seu tamanho variar de acordo com as tensões de compressão a ser transmitida para a parede de contenção.

Cunha de grau, segundo More (2003), é um componente utilizado para dar o alinhamento necessário ao tirante em relação à cabeça, sendo formado por cilindro ou placas de aço. Ele ainda diz que quando o esforço de trabalho utilizado nos tirantes é baixo, utiliza-se uma peça única formada pela placa de apoio e a cunha.

Os blocos de ancoragem são peças utilizadas para amarrar o tirante na região da cabeça (Figura 12). Esse componente pode variar de acordo com o tipo de tirante a ser utilizado, utilizando-se porcas de aço para tirantes de barra com rosca, cunhas para tirantes de fios ou cordoalhas e botões para peças de aço - onde a extremidade de cada fio é prensada em um macaco hidráulico para formar o bulbo com diâmetro maior (MORE. 2003).

Carvalho (2009) fala que é de relevante importância verificar o comportamento da cabeça do tirante para que a compatibilidade estrutural se assegure nomeadamente com a capacidade de carga, com o nível de carga, além de outros aspectos importantes para cada caso.

Figura 12. Cabeça de tirantes.



Fonte: Carvalho, 2009.

2.4.2.2 Trecho livre

Trecho livre ou comprimento livre de ancoragem é o comprimento entre a cabeça da ancoragem e o bulbo. Esse trecho corresponde à divisão de armadura de pré-esforço que fica livre para poder ser tracionada e transferir os esforços, vindos da resistência do bulbo, para a parede de contenção. É importante que essa armadura fique livre nesse trecho para que possa ser tracionada sem obstáculos durante a aplicação do pré-esforço, fazendo com que não haja transferência de carga entre solo e ancoragem. Nesse trecho utiliza-se uma bainha, lisa ou corrugada, para proteger a armadura de pré-esforço contra corrosão evitando que fique em contato direto com o solo (CARVALHO. 2009).

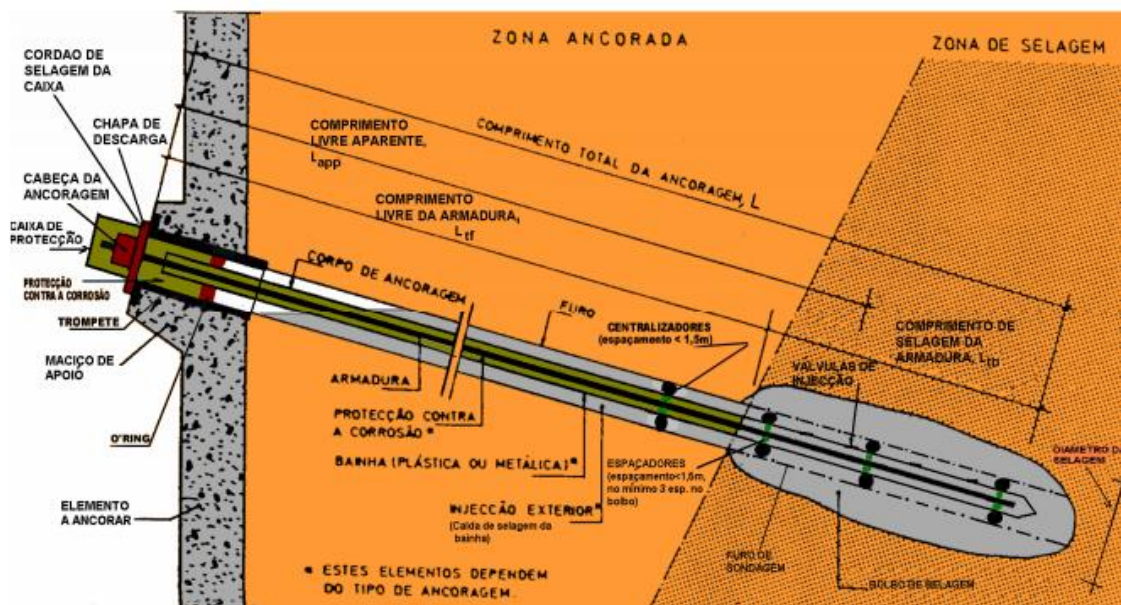
Fiamoncini (2009) diz que no trecho livre, o tirante é normalmente engraxado e envolvido individualmente por tubos plásticos. Na divisão entre o trecho livre e o trecho ancorado, os tubos são vedados com massa plástica para não permitir o contato com a bulbo.

2.4.2.3 Trecho ancorado

Esse trecho é o responsável por transmitir ao solo a força de tração do trecho livre. O trecho é composto por uma mistura de cimento e água a uma proporção de 0,5 entre os pesos de ambos. São realizadas, normalmente, entre uma e quatro fases de injeção dessa mistura de cimento, com uma quantidade de vinte a sessenta litros por fase de injeção (MORE. 2003).

Carvalho (2009) diz que além de transmitir os esforços para o solo, o bulbo - como é normalmente conhecido - pode atuar na proteção contra a corrosão do aço devido a selagem dessa calda de cimento (Figura 13). Para as ancoragens definitivas, é necessário que haja uma proteção adicional que normalmente é feita através de um tubo corrugado impossibilitando que o aço do tirante fique em contato com o meio que o envolve.

Figura 13. Tirante ancorado.



Fonte: Carvalho, 2009.

2.4.3 Metodologia Executiva

Joppert Jr. (2007) afirma que a execução de tirantes com injeção posterior é dividida em seis etapas, que são elas:

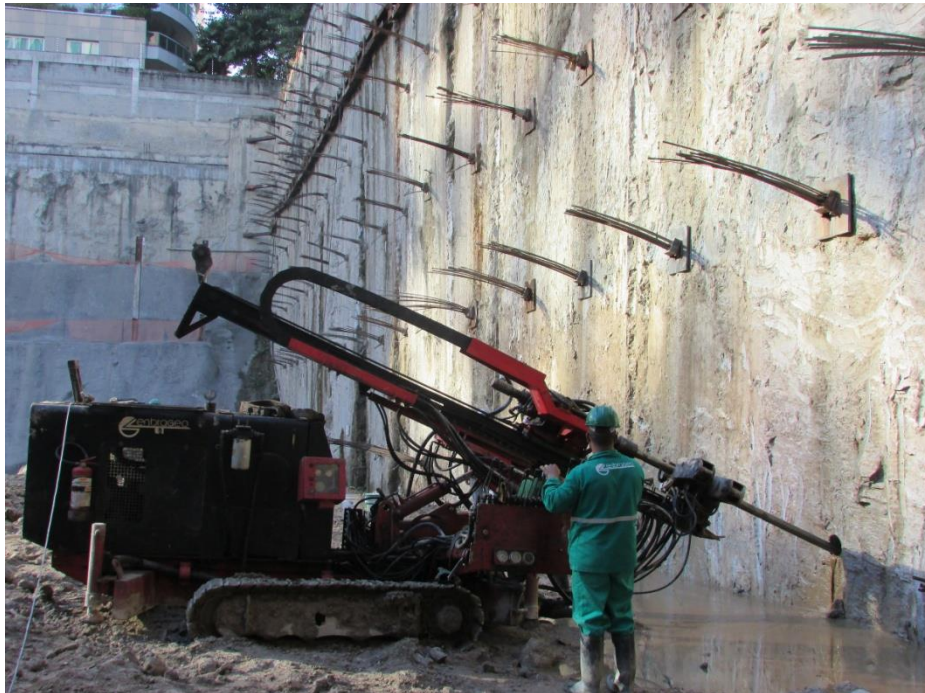
a) Montagem

Segundo ele, os tirantes são montados conforme o exigido em projeto de acordo com a quantidade de barras, fios ou cordoalhas; comprimento livre e ancorado e proteção contra a corrosão.

b) Perfuração

Nessa etapa é a realizado a perfuração do solo ou rocha (Figura 14) de acordo com o definido pelo projetista. A perfuração é realizada através de equipamentos mecânicos ou manuais no qual é realizado com a ajuda de circulação de água, lama bentonítica ou ar comprimido.

Figura 14. Perfuração tirante com injeção posterior.



Fonte: Site da ENBRAGEO⁸.

⁸Disponível em: <<https://www.enbrageo.com.br/contencao>> Acesso em Ago. 2020

c) Introdução do tirante e revestimento da perfuração

Após a perfuração, é introduzido o tirante e em seguida utiliza-se uma mistura de água e nata de cimento, com um fator água-cimento entre 0,50 e 0,55, para preencher o furo. Em alguns casos, sujeitando-se às condições locais, torna-se necessário o enchimento do furo com a nata de cimento antes da inserção do tirante.

d) Preenchimento com a nata de cimento

Como auxílio de uma bomba de injeção, com capacidade de no mínimo 50 kg/cm^2 , a nata de cimento é inserida na furação por meio de uma mangueira com uma ponta de injeção composta por orifícios laterais, chamado de obturador, o qual necessita ser alocado em cada válvula manchete.

O executor e o responsável geotécnico definiram a quantidade de cimento por manchete, normalmente utiliza-se em torno de meio saco de cimento por manchete, e as repetições de injeção nas válvulas com pressões de injeção variando entre 20 e 60 kg/cm^2 .

e) Protensão

Após sete (para cimento comum) ou quatro (para cimento de alta resistência inicial - ARI) dias em relação a última etapa de injeção, o tirante pode ser protendido (Figura 15). O ensaio deve obedecer a norma NBR - 5629, sendo sua ancoragem executada em chapas de aço inclinada verticalmente.

Figura 15. Protensão de tirante com injeção posterior.



Fonte: Site da ENGESTAB⁹.

f) Cabeça de proteção

Para a execução da cabeça de proteção (Figura 16), utiliza-se dois tubos de injeção na cabeça do tirante para que, após a concretagem do bloco de proteção, seja possível injetar a nata de cimento por um dos tubos até que se extravase pelo outro tubo para que seja possível eliminação de falhas e vazios na concretagem.

Essa etapa final do processo é necessária somente para tirantes definitivos.

⁹Disponível em: <<https://www.engestab.com.br/tirantes-cordoalha>> Acesso em Ago. 2020

Figura 16. Cabeça de proteção.



Fonte: Site da INCOTEP¹⁰.

2.5 TIRANTES TUBULARES AUTO-INJETÁVEIS

Fabricados com tubos Vallourec & Mannesmann, os tirantes tubulares autoperfurantes (Figura 17) são formados pela união de tubos nervurados obtidos por meio de processo da laminação a frio. Esse tipo de tirante é cortado e laminado com comprimentos que variam entre um e seis metros que podem ser emendados por conexões do tipo rosqueável e luvas sextavadas atingindo o comprimento necessário para qualquer projeto (JOPPERT JR. 2007).

¹⁰Disponível em: <<https://www.incotep.com.br/produtos/cordoalhas/>> Acesso em Ago. 2020

Figura 17. Tirante auto-injetável.

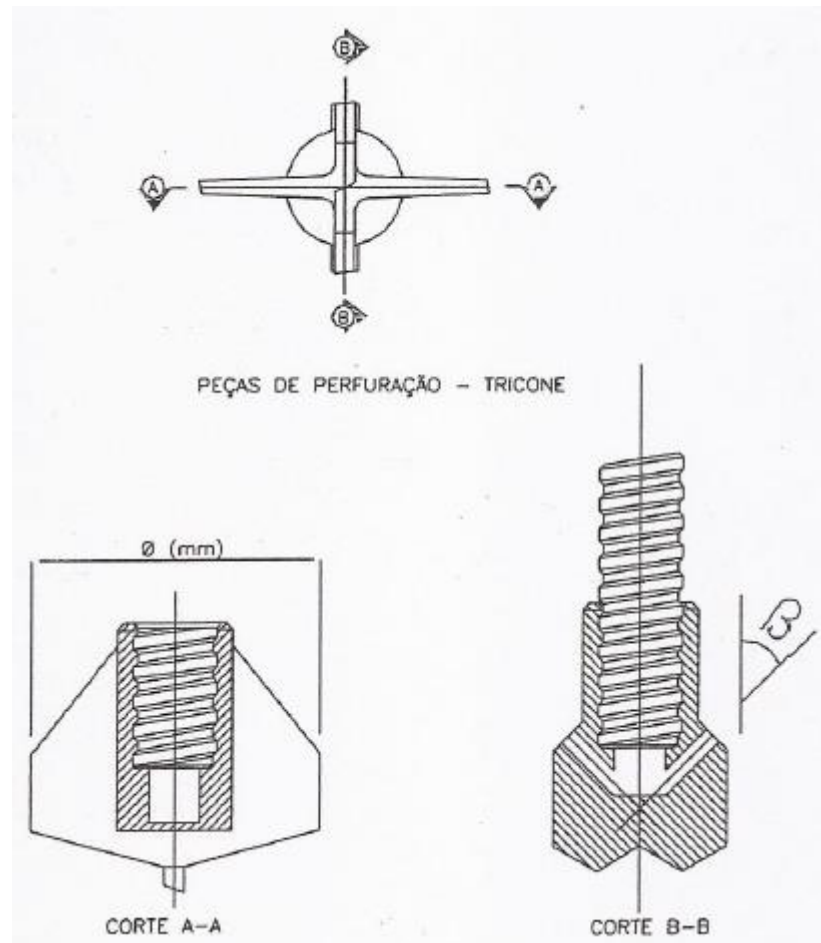


Fonte: Site do INCOTEP¹¹.

O tricone (Figura 18), peça utilizada para perfuração utilizada na ponta do tirante, possui orifícios de diâmetro variando de 5mm até 12mm (JOPPERT JR. 2007).

¹¹Disponível em: <<http://www.incotep.com.br/produtos/tirantes-autoinjetaveis/>> Acesso em Ago. 2020

Figura 18. Tricone.



Fonte: Joppert Jr. 2007.

2.5.1 Metodologia Executiva

Segundo Joppert Jr. (2007), as etapas desse tipo de tirante se dividem em montagem, perfuração com injeção simultânea, proteção e cabeça de proteção:

a) Montagem

Primeiramente deve revestir as barras com uma tinta especial contra a corrosão e em seguida instalar o tricone na ponta da barra que será introduzida no solo. Conforme o avanço da perfuração, são introduzidas outras barras até que se atinja a profundidade desejada fazendo a emenda dessas barras através de luvas de união e anéis para vedação. O autor ainda aconselha que seja introduzido graxa grafitada nas barras que ficaram no trecho livre para que possam um melhor escorregamento.

b) Perfuração com injeção simultânea

A perfuração ocorre com a ajuda de uma rotopercussiva ou perfuratriz rotativa (Figura 19) com torque de no mínimo 400 Kgf x m, inserindo o tirante concomitante com a perfuração do solo. Juntamente com a perfuração do solo, no trecho livre, insere-se a nata de cimento e água, ou somente água, que irá percorrer a parte interna do tirante pela extremidade externa do tubo se deslocando por elevada pressão até o tricone, expelindo-a através dos pequenos furos (bits).

Para injeção do trecho ancorado, é necessário possuir um certo cuidado com o fator de água/cimento, ficando em torno 0,5, assim como a pressão que deve ser no mínimo de 25 Kgf/cm², devido à dimensão do bulbo de ancoragem depender desses parâmetros.

Figura 19. Perfuração tirante auto-injetável.



Fonte: Site da INCOTEP¹².

c) Protensão

O prazo para o início da protensão do tirante auto-injetável se equipara ao tirante com injeção posterior, sendo sete dias no caso de utilização de cimento comum e quatro dias para o uso de cimento de alta

¹²Disponível em: <<http://www.incotep.com.br/produtos/tirantes-autoinjetaveis/>> Acesso em Ago. 2020

resistência inicial. O protensão se dá através de equipamento hidráulico juntamente com a instalação da placa de grau e porcas de travamento do tirante.

d) Cabeça de proteção

Assim como os tirantes com injeção posterior, para a fabricação da cabeça de proteção, utiliza-se dois tubos de injeção na cabeça do tirante para que, após a concretagem, seja possível injetar a nata de cimento por um dos tubos até que se extravase pelo outro tubo para que seja possível eliminação de falhas e vazios na concretagem. Reiterando que esse processo ocorre somente para tirantes definitivos.

2.5.2 Tratamento contra corrosão

Carvalho (2009) diz que as ancoragens estão sujeitas a condições do meio mais severas do que nas estruturas se comparadas com as estruturas pré-esforçadas correntes. Porém ambas estão sujeitas aos mesmos problemas de proteção contra a corrosão da armadura de aço. Esses problemas procedentes da corrosão podem gerar danos em todas as partes que compõem os tirantes como a rotula e suporte do tirante.

Todos os elementos de aço do tirante devem ser protegidos contra a corrosão durante a vida útil de projeto (CARVALHO. 2009).

Segundo Joppert Jr. (2007), qualquer tipo de tirante, seja ele provisório ou definitivo e formado cordoalhas ou barras de aço, começa com o tratamento antecipado contra a corrosão de acordo com o tipo de agressividade do ambiente em que se executará o tirante. Os componentes de proteção contra corrosão devem seguir os requisitos da Norma Brasileira NBR 5629/1996:

- Possuir vida útil igual à exigida para o tirante;
- Evitar que ocorra interação química com o ambiente que irá ser instalado;
- Não limitar o movimento do trecho livre;
- Ser formado por materiais com deformações compatíveis com as do tirante;
- Não sofrer envelhecimento ou trincas sob tensão;

- Possuir resistência às ações de montagem, transporte, instalação e protensão do tirante.

2.6 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA CONTENÇÃO

Joppert Jr. (2007) afirma que para cada fase de carregamento da obra, a estabilidade muro de contenção deve ser averiguada conforme os mecanismos de ruptura. É possível averiguar se essas condições estão de acordo com o mecanismo de duas maneiras distintas: calcular por elementos finitos, de modo que se confirma a estabilidade pelo princípio da elasticidade através de software específico para esse fim, ou por meio do princípio de empuxos, esse se diferencia, em relação ao outro, devido à simplicidade e a agilidade de se obter os resultados da estabilidade da contenção.

Os cálculos para a estabilidade da contenção, através da teoria dos empuxos são propostos por Rankine:

- Coeficientes de empuxos ativos

$$Ka = tg^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (01)$$

- Coeficientes de empuxos passivos

$$Kp = tg^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (02)$$

- Empuxos ativos

$$Ea = q.Ka + 2.c.\sqrt{Ka} + Pe.Ka + \gamma w.hw \quad (03)$$

- Empuxos passivos

$$Ep = q.Kp + 2.c.\sqrt{Kp} + Pe.Kp + \gamma w.hw \quad (04)$$

Onde:

h é a altura hidráulica em metros;

c é a coesão do solo alcançado através do ensaio triaxial;

q é a sobrecarga externa;

P_e é a pressão efetiva do solo obtida através de $\gamma_{\text{sub}} \cdot h$;

ϕ é o ângulo de atrito do solo obtido através do ensaio triaxial ou cisalhamento direto;

γ_w é o peso específico da água.

2.7 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES

2.7.1 Método Brasileiro

O conceito da definição do plano de ancoragem através do emprego do Método Brasileiro (utilizando como referência a superfície com FS de 1,5) é recomendado pela NBR 5629/06.

O Método Brasileiro considera que todo o atrito está mobilizado, e o fator de segurança está associado apenas à força de coesão.

Trata-se de um método de verificação para ruptura chamada externa, pois não considera a participação das ancoragens no mecanismo de ruptura. Parte-se da hipótese que a ruptura ocorre ao longo de um plano que passa pelo pé do talude, formando um ângulo θ com a horizontal.

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \frac{W \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\theta}{2} + \alpha\right)} \quad (05)$$

Sendo que,

W = Força;

λ = F.S. = 1,4;

Θ = Ângulo Crítico;

α = Inclinação do tirante.

Arbitra-se o fator de segurança de forma a atender o fator de segurança preconizado pela norma (normalmente de 1,5 para tirantes provisórios), e, em função deste, determina-se θ correspondente a ele. Dessa forma é determinada o valor da força a ser exercida pelo tirante para garantir que tal fator de segurança seja alcançado.

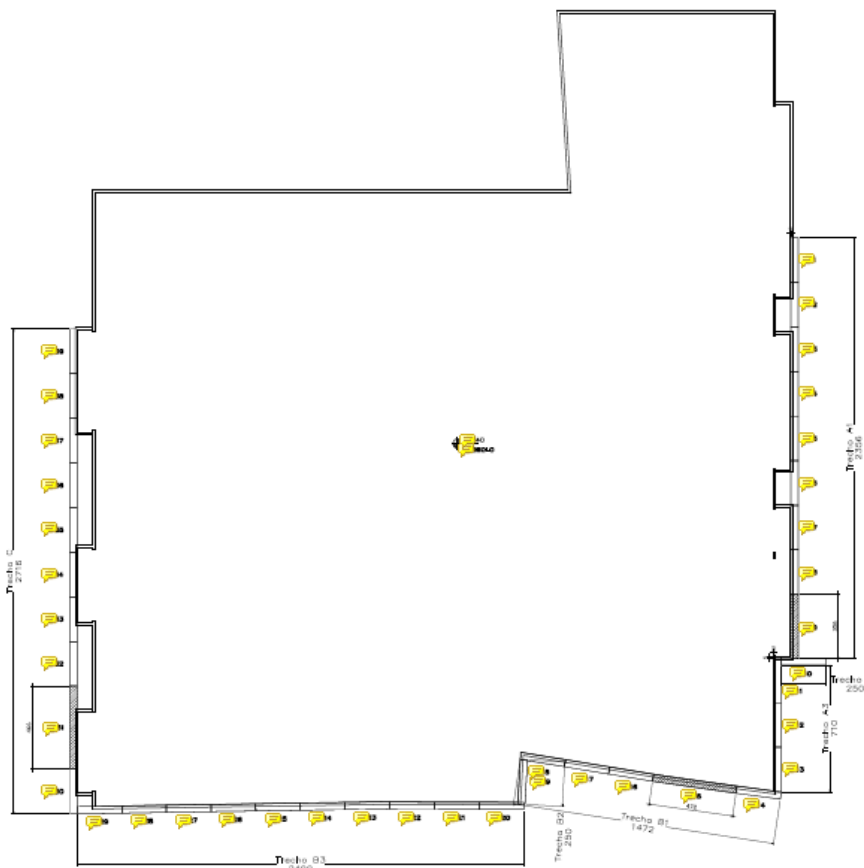
3 RESULTADOS OBTIDOS

3.1 EXPOSIÇÃO ESTUDO DE CASO

O caso estudado trata-se de uma edificação construída na região central de Florianópolis, SC, Brasil. Esta edificação caracteriza-se por ter 14 pavimentos tipo e 4 níveis de garagens, sendo 3 no subsolo. Para a realização das obras no subsolo, foi necessário fazer um corte no terreno de, aproximadamente 7,10 metros. Para possibilitar a escavação do solo sem causar interferência estrutural nas construções adjacentes, foi necessário a execução de uma estrutura de contenção, que será o objeto de estudo desse trabalho.

Na realização da obra foram executadas 39 cortinas atirantadas, subdivididas em 9 trechos de diferentes comprimentos, alturas e quantidade de tirantes instalados. Ao total foram instalados 85 tirantes ao longo das cortinas. A localização de cada trecho é apresentada na Figura 20.

Figura 20. Espacialização da obra estudada com geometria dos trechos.



Fonte: Autores.

3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica foi realizada pelo método do Standard Penetration Test (SPT). Ao todo, foram realizados 05 furos de sondagem (Anexo A), a fim de se obter os tipos de solos presente no terreno e suas características. Não foram realizados ensaios de cisalhamento direto e/ou triaxial nas amostras de solo.

Através dos furos de sondagem, constatou-se que o terreno se trata de um solo residual, apresentando em alguns casos, uma pequena camada de argila arenosa e logo após areia siltosa de compactidade variada até o fim da sondagem.

Por consequência da não realização de ensaios de laboratório para obtenção de dados geotécnicos, foi feito um perfil de solo típico para área onde haverá estrutura de contenção, e a partir das correlações existentes propostas em Ivan Joppert Jr. (2007), baseados nos valores de NSPT para obtenção de parâmetros como peso específico, ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva, os parâmetros do solo foram obtidos.

Os parâmetros dos solos obtidos e aplicados nas análises estão apresentados na Quadro 1 a seguir:

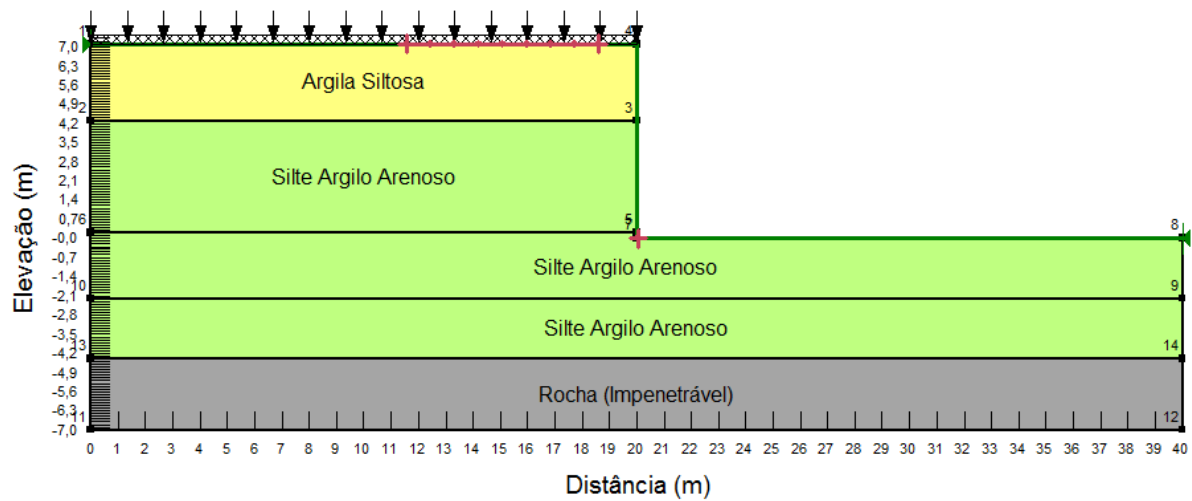
Quadro 1. Perfil do solo na área de estudo.

Camada	Material	Espessura	γ (kN/m³)	Φ°	C (kPa)
1	Argila Pouco Arenosa	0 – 2,80 m	17	24	20
2	Silte Argilo Arenoso	2,80 – 6,90 m	19	26	20
3	Silte Pouco Arenoso	6,90 – 8,40 m	19	26	20
4	Silte Arenoso	8,40 – 10,60 m	19	26	20

Fonte: Autores.

A Figura 21 apresenta a distribuição das camadas de solo aplicadas no modelo, bem como, a sobrecarga distribuída para simular a carga nas áreas adjacentes a escavação do talude.

Figura 21. Perfil esquemático do solo.



Fonte: Autores.

3.3 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO

Neste tópico é apresentado a resolução numérica para análise de estabilidade e definição das cargas de reforço solicitadas. O método aqui aplicado é o Método Brasileiro.

Trecho da cortina de 7,10 metros de altura com duas linhas de tirante.

$$\text{Área} = \text{comprimento} \times \text{largura} \quad (15)$$

$$\text{Área} = 2,50 \cdot 7,10$$

$$\text{Área} = 17,75 \text{ m}^2$$

$$\theta_{ait} = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (16)$$

$$\theta_{ait} = 45 + \frac{26}{2}$$

$$\theta_{ait} = 58^\circ$$

Força W:

$$w = \text{Área} \times \gamma_{nat} \quad (17)$$

$$w = 17,75 \cdot 19,00$$

$$w = 337,25 \text{ KN/m}$$

Fator de segurança:

$$FS = \frac{A \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi)} \quad (18)$$

$$FS = \frac{4 \cdot 20 \cdot \cos 26}{19,00 \cdot 7,10 \cdot (1 - \sin 26)}$$

$$FS = 0,95 < 1,50$$

Dimensionando os tirantes para esse trecho:

$$\lambda = \frac{1,50}{0,95} \quad (19)$$

$$\lambda = 1,58$$

$$\beta = 52 + 20 \quad (20)$$

$$\beta = 72^\circ$$

$$F = \left(\frac{1,58-1}{1,58} \right) \times \frac{337,25 \cdot \sin(58-26)}{\cos(72-26)} \quad (21)$$

$$F = 94,44 \text{ KN/m}$$

Como será utilizada três linhas, teremos que:

$$F = \frac{94,44}{3} \quad (22)$$

$$F = 31,48 \text{ KN/m}$$

$$P = 31,48 \times 2,5 \quad (24)$$

$$P = 78,70 \text{ KN}$$

O ângulo para as três linhas com o fator de 1,50 será:

$$FS = \frac{A \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot h \cdot \cos \theta \cdot \sin(\theta - \varphi)} \quad (23)$$

$$1,50 = \frac{4 \cdot 20 \cdot \cos 26}{19,00 \cdot 7,10 \cdot \cos \theta \cdot \sin(\theta - 26)}$$

$$\theta = 34^\circ$$

3.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Através do programa Slope/W (GEOSLOPE, 2018), foi realizada uma análise para determinar a estabilidade dos cortes realizados. Essa análise foi feita utilizando o método de equilíbrio limite proposto por Morgenstern Price.

A análise proposta por Morgenstern Price é um método rigoroso de análise de estabilidade de taludes, que admite superfície de ruptura qualquer e satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Nesse método, a massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e se faz necessário o uso de ferramenta computacional para execução dos cálculos. (FIAMONCINI, 2009).

Em todos os cenários estudados foram considerados uma sobrecarga de 25 kPa aplicada sobre os terrenos adjacentes a área de corte.

A partir dos parâmetros geotécnicos, da geometria do talude e desconsiderando a interferência de água, dado que não foi percebido água no momento da construção, tampouco na sondagem, foram realizadas as análises de estabilidade.

Na análise que será apresentada, serão comparados 4 cenários distintos, sendo eles:

Cenário 1 – Talude Natural (Coesão 20 kPa);

Cenário 2 – Talude Natural (Coesão 0 kPa);

Cenário 3 – Projeto Executado (Coesão 0 kPa);

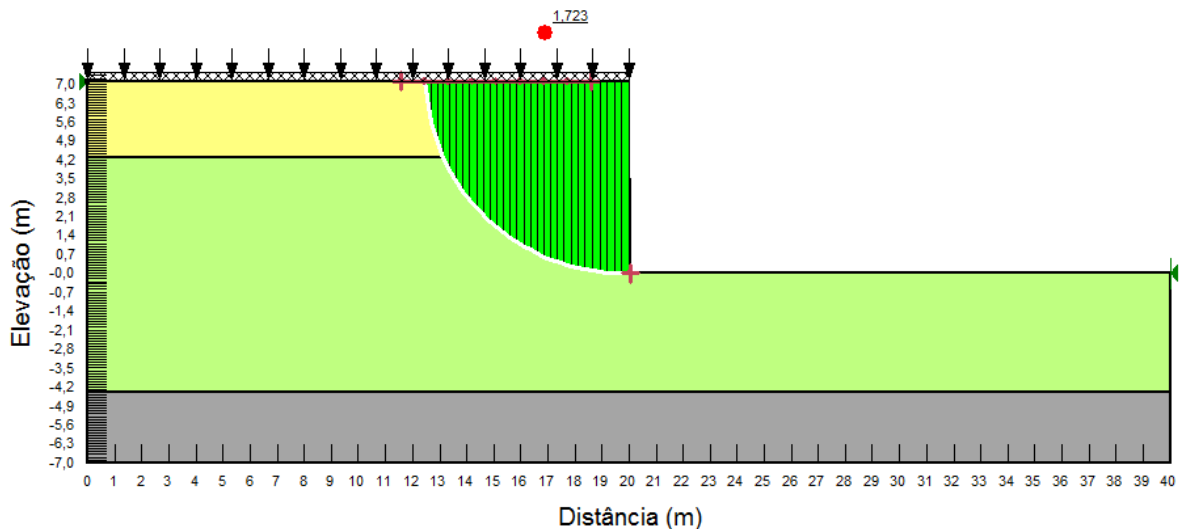
Cenário 4 – Projeto Otimizado (Coesão 0 kPa).

3.4.1 CENÁRIO 1 – Talude Natural (Coesão 20 kPa)

Este cenário representa as condições naturais do terreno, sem nenhum reforço adicionado, com intuito de avaliar a estabilidade natural em função da escavação. A partir desta avaliação pretende-se determinar o Fator de Segurança para o talude após a escavação dos 7,1 metros.

Por meio do GeoSlope (SLOPE-W) foi verificado que o fator de segurança no Cenário 1 para o método Morgenstern- Price é de $FS=1,723$ (Figura 22). Portanto, está acima do recomendado pela ABNT NBR 11682/2006, que define o mínimo satisfatório de $FS \geq 1,5$.

Figura 22. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,723$.



Fonte: Autores.

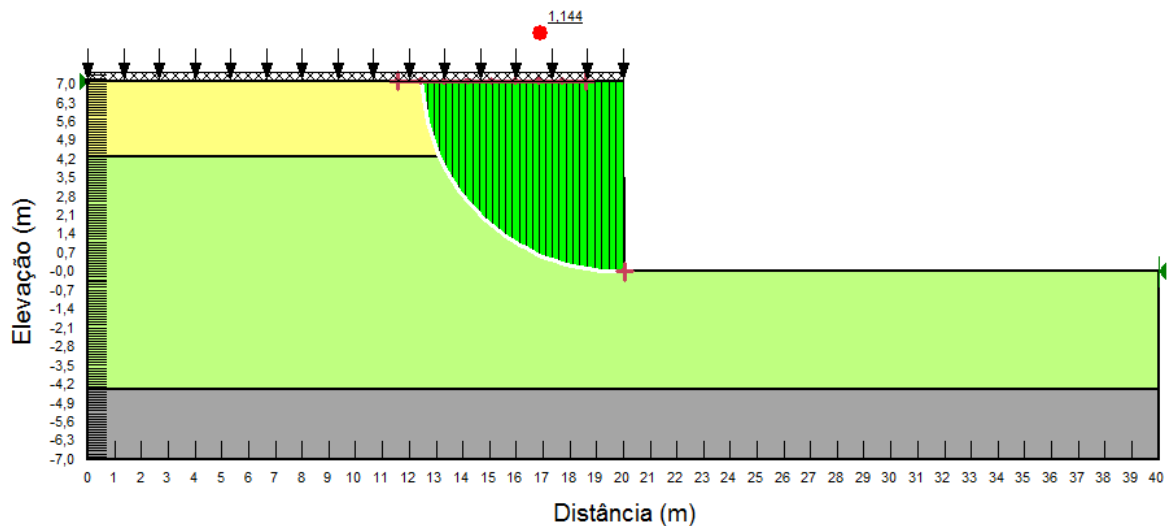
Desta forma não é necessário a utilização de estrutura de reforço para conter os esforços de terra sobre a escavação do talude para execução dos subsolos.

3.4.2 CENÁRIO 2 – Talude Natural (Coesão 0 kPa)

Contudo, visando simular o projeto executado na obra, onde foi realizado a implantação de cortinas atirantadas para a escavação do subsolo, foi simulado o mesmo cenário utilizando o valor da coesão do como zero.

Neste cenário, com coesão zero, o resultado obtido para o método Morgenstern-Price foi de $FS=1,144$ (Figura 23). Portanto, é necessário realizar reforço na contenção do talude.

Figura 23. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,144$.

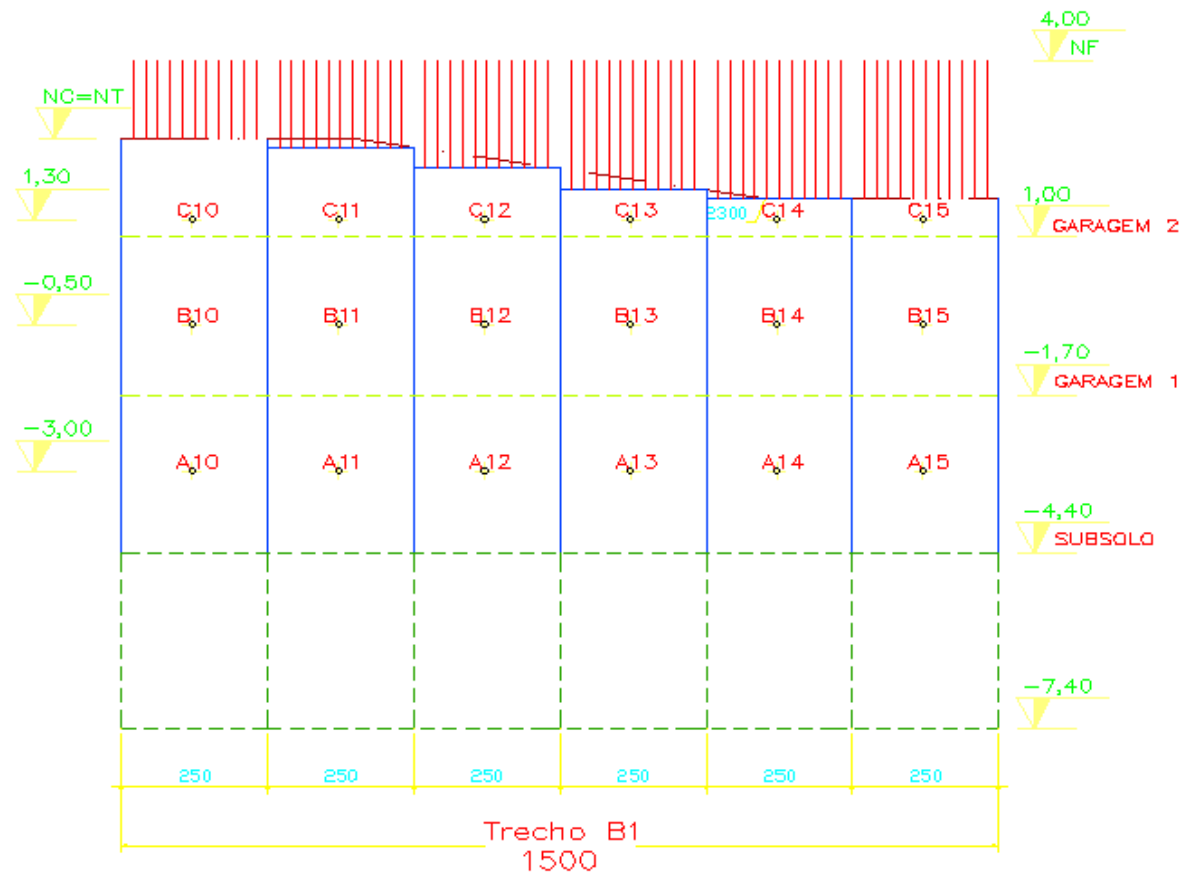


Fonte: Autores.

3.4.3 CENÁRIO 3 – Projeto Executado (Coesão 0 kPa)

Para análise do Cenário 3, que representa as condições executadas na escavação do talude na obra (Cenário 2), foram simuladas as condições propostas pelo projetista. Os tirantes utilizados foram monobarra, modelo DIWYDAG GEWI 32P(53/75), $\phi 32$ mm, e a distribuição dos tirantes em relação as cortinas (paramento) proposta pelo projetista são apresentadas na Figura 24.

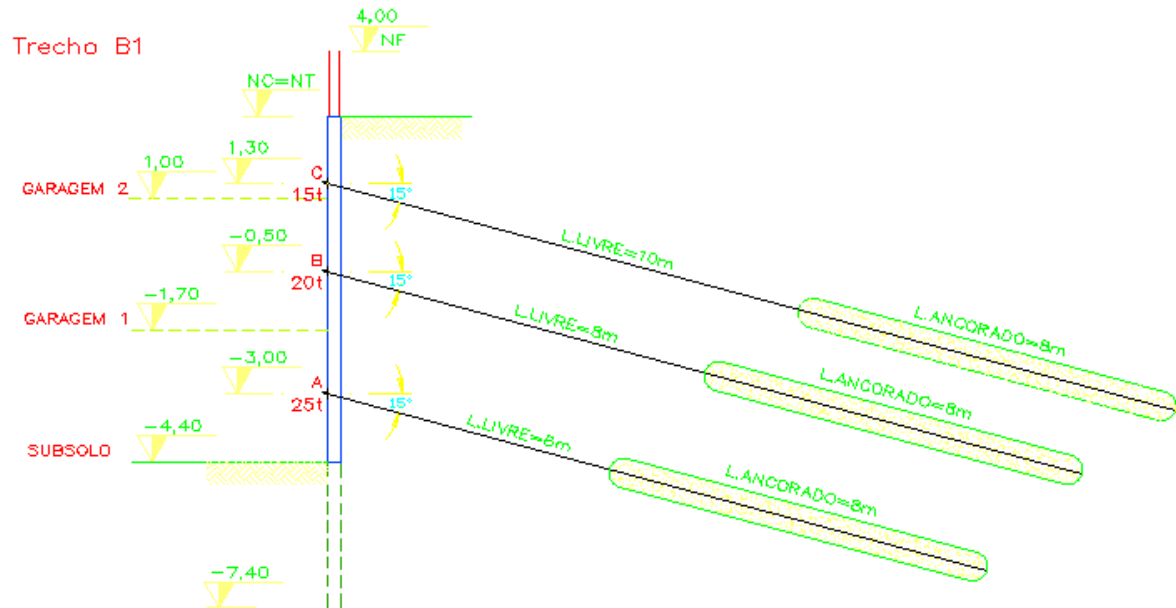
Figura 24. Distribuição dos tirantes em relação as cortinas.



Fonte: Adaptado projeto original.

Na Figura 25 é apresentado o modelo de execução dos tirantes no solo, sendo que os parâmetros aplicados para cada linha de tirante são expostos na Quadro 2.

Figura 25. Projeto executivo de instalação dos tirantes.



DYWIDAG GEWI 32P(53/75), $\phi 32\text{mm}$ — Escoamento=43ton
Ruptura=60ton

Fonte: Fonte: Adaptado projeto original.

Quadro 2. Parâmetros de projeto.

Camada	L Total	L Livre	L Ancorado	Angulo	Tração
C	18	10	8	15°	15 t
B	16	8	8	15°	20 t
A	14	6	8	15°	25 t

Fonte: Autores.

No trecho em análise foram utilizados os valores apresentados na Quadro 3, como dados de entrada para análise de estabilidade interna em função da aplicação dos tirantes.

Quadro 3. Parâmetros de carga definidos para aplicação nos tirantes.

Parâmetros		Camada		
		C	B	A
Res. Arrancamento		200 kPa	200 kPa	200 kPa
Fator	Redução	1,3	1,3	1,3
Resistencia				
Comprimento	do	8 m	8 m	8 m
Bulbo				
Diâmetro do Bulbo		0,3 m	0,3 m	0,3 m
Espaçamento		2,5 m	2,5 m	2,5 m
Ancoragem				
Res. Tração		150 kN	200 kN	250 kN
Fator	Redução	1	1	1
Tração				

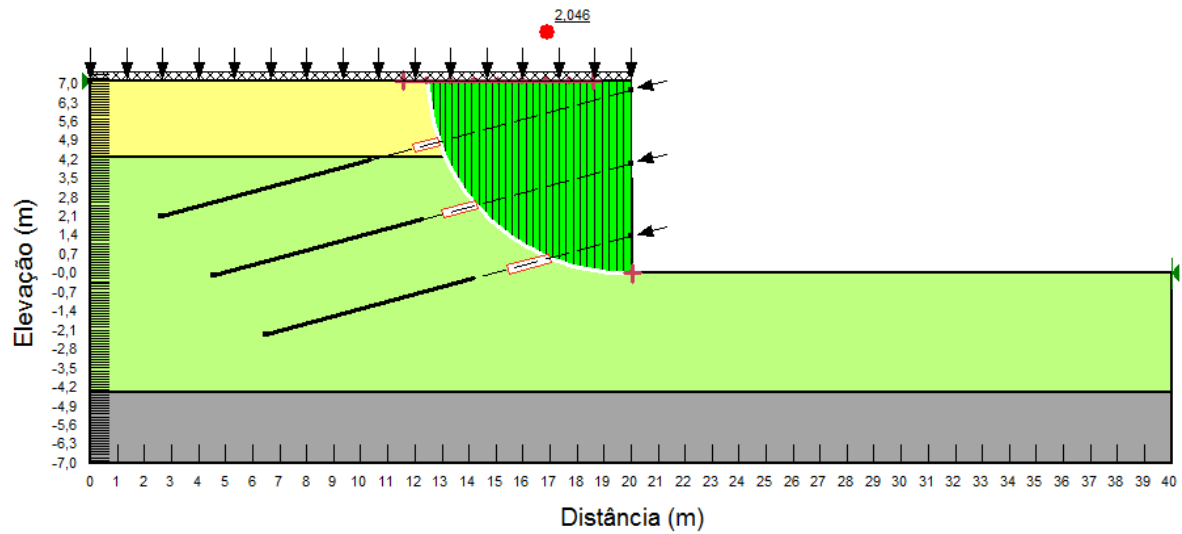
Fonte: Autores.

Em decorrência da inexistência de valores normativos para o Fator de Redução da Resistência e para o Fator de Redução à Tração foram utilizados os valores propostos por Ribeiro (2017), sendo 1,3; 1, respectivamente.

A Figura 26 apresenta modelagem gráfica do software Geostudio 2018, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price, com os tirantes inclusos na análise da estabilidade interna.

A modelagem realizada para o Cenário 3, com os tirantes inclusos, foi obtido um FS=2,046 (Figura 26). Portanto, a execução das três linhas de tirantes projetada para a obra está de acordo com o recomendado pela ABNT NBR 11682/2006, atendendo os requisitos de segurança no projeto.

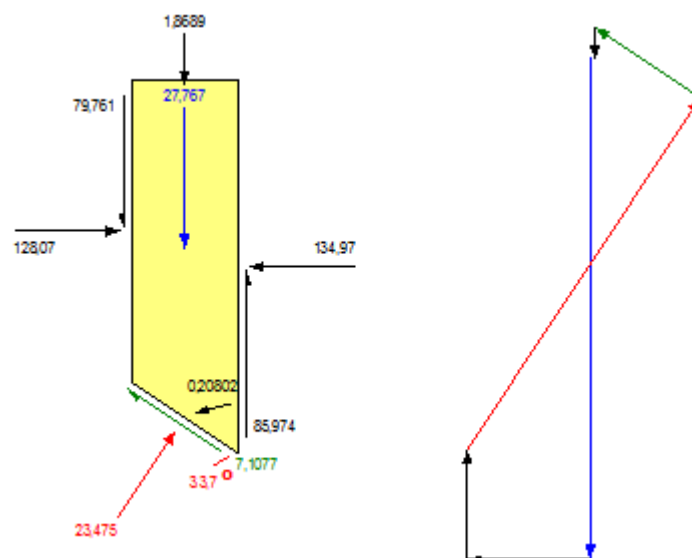
Figura 26. Modelagem gráfica da estabilidade. FS=2,046.



Fonte: Autores.

Para realizar a validação dos métodos aplicados foi realizada a comparação dos resultados, entre o dimensionamento analítico e a modelagem através do SLOPE/W. Para tanto é apresentada a Figura 27 e a TABXX, que corroboram os valores do ângulo crítico obtidos pelos distintos métodos, onde no dimensionamento analítico foi obtido 34° e na modelagem $33,7^\circ$, respectivamente.

Figura 27. Análise do ângulo crítico por Morgenstern-Price.



3.4.4 CENÁRIO 4 – Projeto Otimizado (Coesão 0 kPa)

Visando otimizar a solução executada na obra, foi proposto uma configuração alternativa na disposição dos tirantes em relação ao talude de escavação.

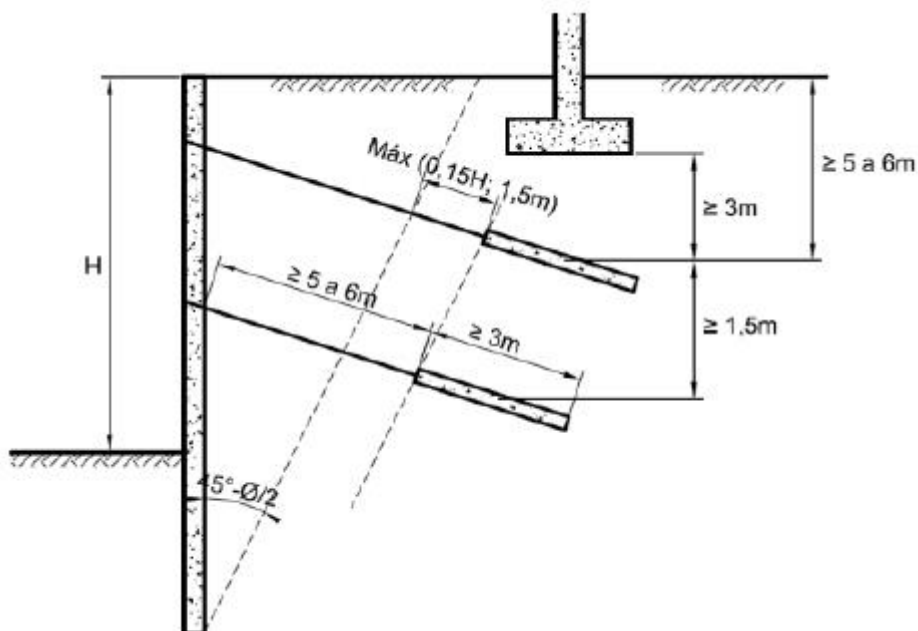
Os parâmetros modificados foram apenas o comprimento livre e o comprimento ancorados dos tirantes, as demais cargas de tração e resistências foram mantidas conforme projeto.

3.4.4.1 Alternativa 1 – 3 Tirantes ($\Theta=15^\circ$)

Alterando apenas o comprimento dos tirantes para 6 metros, onde a execução seria de 3 metros de trecho livre e 3 metros de trecho ancorado foi obtido um $FS=1,611$, ou seja, atende aos requisitos de segurança estabelecidos pela ABNT NBR 11682/2006.

Segundo Matos Fernandes (1983) (Figura 28) o comprimento mínimo de ancoragem do bulbo é de 3 metros, desta maneira para otimizar o projeto foi utilizado o critério mínimo nas análises.

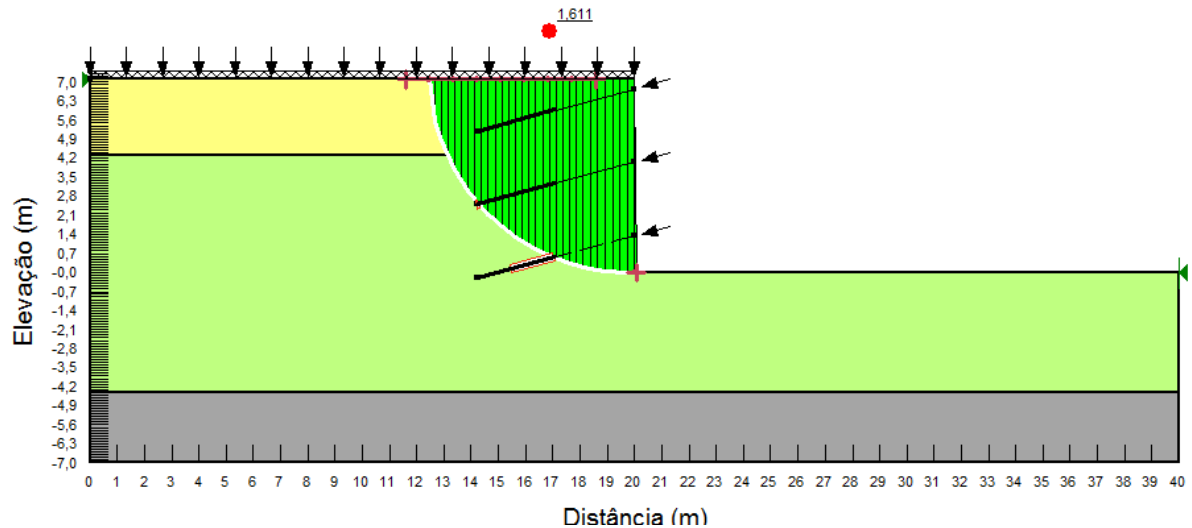
Figura 28. Critérios mínimos de projeto.



Fonte: Adaptado de Matos Fernandes (1983).

Na Figura 29 é apresentada a modelagem gráfica da Alternativa 1, evidenciando a redução nos comprimentos dos tirantes em relação ao Cenário 3.

Figura 29. Modelagem gráfica da estabilidade. FS=1,611.



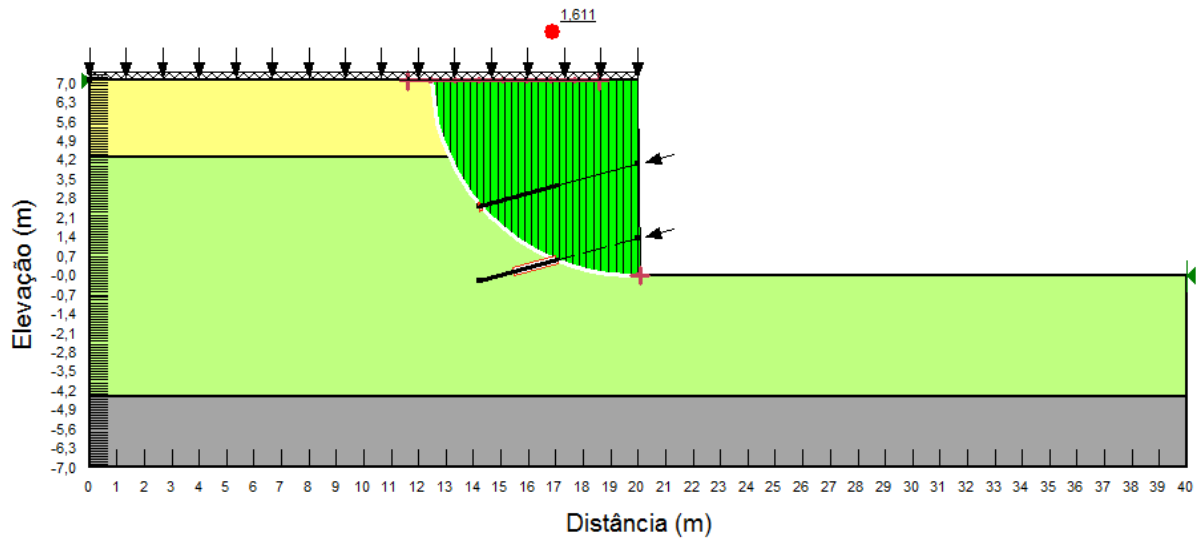
Fonte: Autores.

3.4.4.2 Alternativa 2 – 2 Tirantes ($\Theta=15^\circ$)

A Alternativa 2 consiste em reproduzir a alternativa anterior, contudo suprimido a primeira linha de tirantes.

Conforme Figura 30, onde é apresentada a modelagem gráfica da Alternativa 2, é observado que o valor de FS não foi alterado em relação a alternativa anterior, ou seja, a primeira linha de tirantes pode ser suprimida do projeto, sem prejuízo em relação a segurança da estabilidade do talude.

Figura 30. Modelagem gráfica da estabilidade. FS=1,611.



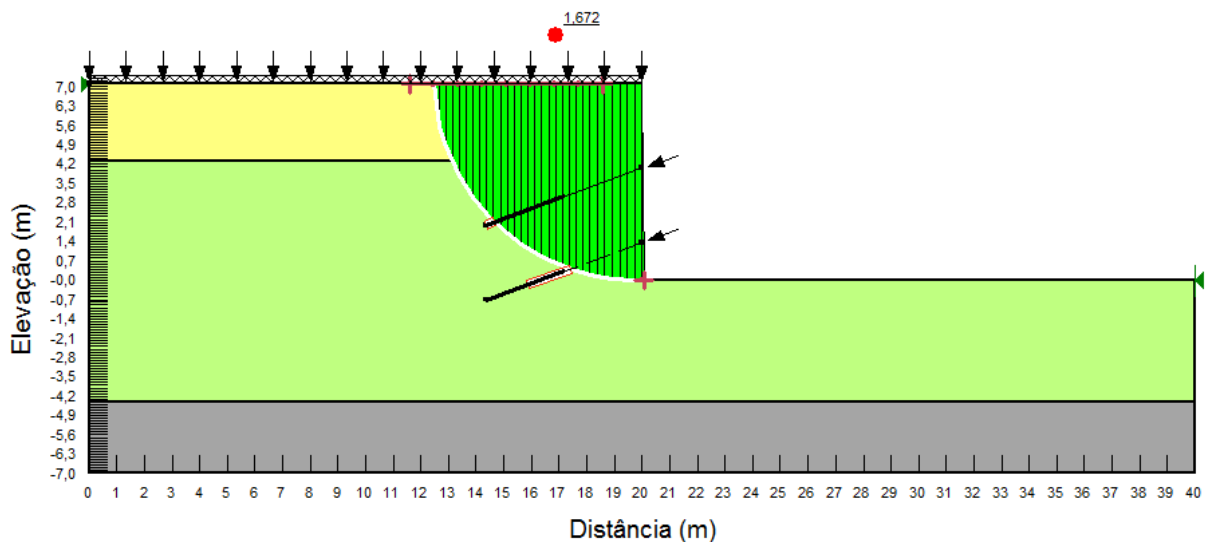
Fonte: Autores.

3.4.4.3 Alternativa 3 – 2 Tirantes – ($\Theta=20^\circ$)

Para um ângulo de inclinação dos tirantes de 20° o valor de FS=1,672 (Figura 31), ou seja, minimamente superior ao valor de FS obtido na Alternativa 2.

Na Figura 31 é apresentada a modelagem gráfica da Alternativa 3 com os tirantes inclinados em 20° em relação ao talude.

Figura 31. Modelagem gráfica da estabilidade. FS=1,672.



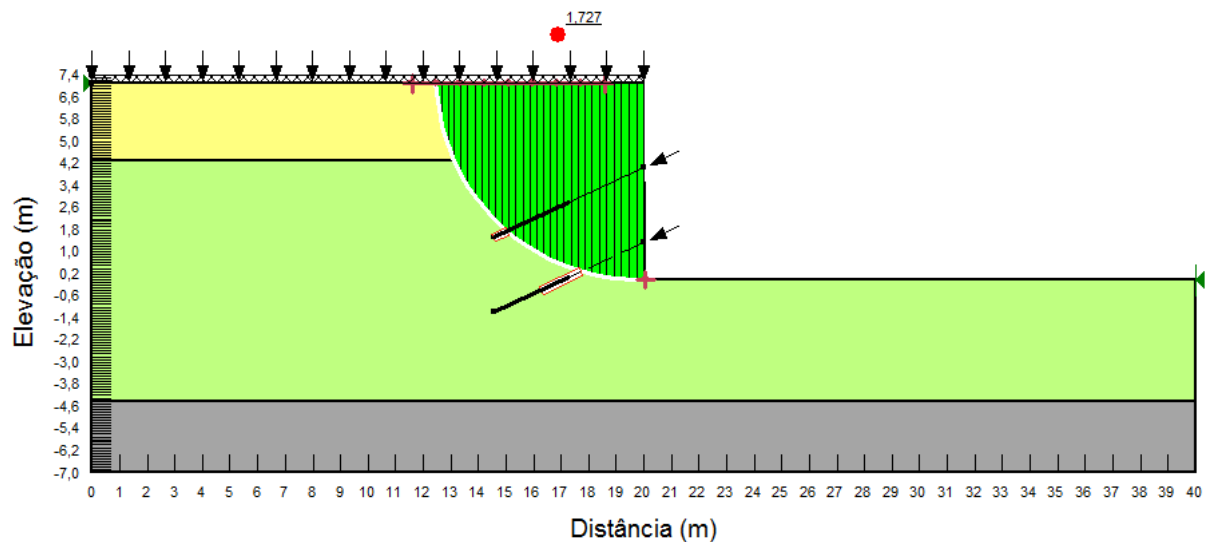
Fonte: Autores.

3.4.4.4 Alternativa 4 – 2 Tirantes – ($\Theta=25^\circ$)

Para um ângulo de inclinação dos tirantes de 25° o valor de $FS=1,727$ (Figura 32), ou seja, minimamente superior ao valor de FS obtido na Alternativa 3.

Na Figura 32 é apresentada a modelagem gráfica da Alternativa 4 com os tirantes inclinados em 25° em relação ao talude.

Figura 32. Modelagem gráfica da estabilidade. $FS=1,727$.



Fonte: Autores.

Este simples comparativo da condição de segurança em função da inclinação dos tirantes está relacionado com a variação angular (ângulo de instalação dos tirantes em relação ao talude), a qual ocasiona uma perda considerável de estabilidade interna referente ao arrancamento

Esta variação no ângulo de trabalho dos tirantes está relacionada com o diferencial da inclinação utilizada, sendo determinado pela situação dos bulbos de ancoragem, onde bulbos fora da zona de ruptura tendem ao aumento do fator de segurança.

4 CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos, foi possível analisar a condição de segurança para a seção crítica avaliada neste estudo. Sendo que para tanto foi realizado um dimensionamento analítico através do Método Brasileiro e também foi utilizado o software Geostudio 2018 R2, módulo Slope/W pelo método de Morgenstern e Price. Os resultados encontrados no dimensionamento analítico ficaram muito próximos aos resultados obtidos com o dimensionamento realizado no software, onde nos cálculos analíticos o ângulo crítico de ruptura determinado foi de 34° e no software foi $33,7^\circ$, respectivamente.

No desenvolvimento deste estudo de caso a não realização de ensaios geotécnicos culminou na necessidade de criar cenários de análise adicionais, buscando simular as condições de projeto propostas pelo projetista. Para tal o parâmetro do solo coesão foi zerado, pois quando aplicado o Fator de Segurança calculado ficava acima do mínimo necessário para execução de reforços no solo.

Inicialmente, com o auxílio do software foi feita uma verificação do fator de segurança do talude de corte, sendo realizado através da inserção dos parâmetros de solo. A partir da inserção destes dados e criação das regiões, foi realizada a aplicação da superfície de pesquisa resultando em um $FS = 1,7$ (Cenário 1), o que demonstrou não ser necessário a utilização de uma estrutura de contenção no local para que o mesmo apresente um fator de segurança satisfatório, sendo 1,50 o mínimo determinado pela ABNT NBR 11682/2006. Porém, para avaliar as características apresentadas pelo projetista, os valores de coesão do solo foram zerados, aumentando a tensão deformação sobre o talude de escavação. Neste contexto foi novamente calculado o Fator de Segurança com a obtenção de $FS=1,1$ (Cenário 2), sendo assim foi concluído que é necessário realizar reforço na contenção do talude.

As características de projeto executadas nas obras foram reproduzidas na modelagem, onde a implantação de 3 linhas de tirantes atendeu os critérios de segurança, obtendo um $FS=2,046$ (Cenário 3). Portanto, a execução das três linhas de tirantes projetada para a obra está de acordo com o recomendado pela ABNT NBR 11682/2006, atendendo os requisitos de segurança no projeto.

Porém, visando otimizar o projeto e fomentar o uso da ferramenta computacional SLOPE/W, foram calculadas alternativas com variação na quantidade de linhas de tirantes e ângulo de trabalho dos tirantes em relação ao talude.

Simultaneamente às análises de estabilidade via método de equilíbrio limite pelo software, foi realizado um simples comparativo da condição de segurança e inclinação dos tirantes que culminaram na detecção da melhor eficácia quando da aplicação de tirantes inclinados entre 20° e 25° .

A partir destas foi determinado que apenas 2 linhas de tirantes atendem o critério de segurança recomendado pela ABNT NBR 11682/2006 para esta obra localizada no centro de Florianópolis.

A instalação dos tirantes pode variar entre 20° e 25° , com valores obtidos de $FS=1,67$ e $FS=1,73$, respectivamente. Portanto, a variação angular promove uma perda considerável de estabilidade interna referente ao arrancamento. Embora a não realização de ensaios geotécnicos para as camadas de solo não impediu a realização das análises aqui descritas, a falta destes parâmetros influenciam diretamente a qualidade dos resultados obtidos, e principalmente o caráter conclusivo das análises.

4.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Como sugestão para próximos trabalhos, no contexto da avaliação de métodos de contenção de solos, sugere-se os seguintes temas:

1. Análise de custo sobre as variações de projetos de contenção, comparando métodos analíticos e de modelagem computacional;
2. Análise comparativas entre os distintos métodos de análise de estabilidade propostas no software SLOPE/W.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. abr.

_____. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. set.

_____. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. nov.

_____. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. fev.

_____. **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. jun.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. mai.

_____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. fev.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. set.

_____. **NBR 6892**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. mai.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. jun.

_____. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982. abr.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. mar.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. nov.

CARDOSO, Francisco Ferreira. **Sistemas de Contenção**. 2002. 32 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Cidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CARVALHO, I. S. Proposta para certificação das empresas de sondagens à percussão – tipo SPT. Cuiabá, MT: Universidade federal de Mato Grosso, 2009.

FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada**: estudo de caso. 2009. 110 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.

FIGUEIREDO, Juliana Gonzalez. **Contribuição ao Processo de Dimensionamento de Cortinas Atirantadas**. 2018. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018

GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD. Slope/W, version 8. Calgary, Canada: GeoStudio, 2019. Disponível em: <http://www.geo-slope.com/downloads/2018.aspx>. Acesso em jul. 2020.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

JOPPERT JUNIOR, I. Fundações e contenções de edifícios. São Paulo: Pini, 2007.

MAPARAGEM, Albano Sâlon. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais**. 2011. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de pós-graduação em Geotecnia, Centro de Ciências Tecnológicas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MELO, B. S. et al. Cortina Atirantada: Estudo da interação solo-estrutura. Belo Horizonte, MG: PUC Minas, 2016.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solo**. 2003. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

PORTO, T. B. Ancoragens em solos – comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle. Ouro Preto, MG: UFOP, 2015.


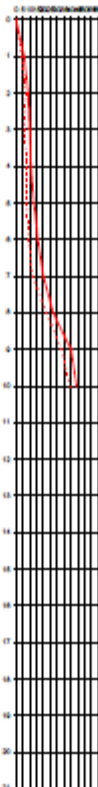
RIBEIRO, S. G. S. Cortina atirantada – Slope e Sigma. 2017. Notas apresentadas ao curso de curta duração cortinas atirantadas de concreto armado, 2017.

SANTOS, Daniele Pereira dos. Estrutura de Contenção em Solo Reforçado. 2014. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Cidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

TAKAHASHI, T. T. **Dimensionamento geotécnico e estrutural de cortina atirantada – estudo de caso**. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Centro Universitário do Sul de Minas, Varginha, 2017.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Sondagem SPT

				A. BAROSSİ TECNOLOGIA DE SOLOS LTDA.			
CLIENTE: CONDOMINIO GONZAGA REGIS.						REF.: 5537/2008	
LOCAL DO SERVIÇO: RUA JOÃO E CARVALHO, AGRONÔMICA, FPOJIS, SC.						Data Inicial: 06/01/08	
Sondagem: SP 02				Cota:		Data final: 06/01/08	
Responsável Técnico:						Profun- didade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
Prof. (m)	Nº. das Anotações	Golpes / m		GRÁFICO			
		1º+2º	2º+3º				
							
1,00	1	4	6	1	2,80	Argila pouco arenosa, amarelada de consistência média.	
2,00	2	7	9	2			
3,00	3	6	10	3			
4,00	4	8	11	4	6,90	Solo argilo arenoso, amarelado, medianamente compacto.	
5,00	5	8	13	5			
6,00	6	9	16	6			
7,00	7	12	20	7	8,40	Solo pouco arenoso, amarelado, compacto.	
8,00	8	22	27	8			
9,00	9	33	40	9			
10,00	10	39	44	10	10,60	Solo arenoso com pedregulho, amarelado, compacto.	
				11			
				12			
				13			
				14			
				15			
				16			
				17			
				18			
				19			
				20			
				21	Impermeável à Percussão.		