



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL  
CAMPUS DO SERTÃO

FABRÍCIA ANGELINO ROSENDO SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA  
APLICADA EM CASOS DE TALUDES COM SOLOS DIFERENTES**

Delmiro Gouveia - AL  
Dezembro/2017



FABRÍCIA ANGELINO ROSENDO SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA  
APLICADA EM CASOS DE TALUDES COM SOLOS DIFERENTES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

Delmiro Gouveia - AL  
Dezembro/2017

S586a Silva, Fabrícia Angelino Rosendo  
Análise comparativa do dimensionamento de cortina  
atirantada aplicada em casos de taludes com solos diferentes /  
Fabrícia Angelino Rosendo Silva. - 2017.  
107 f. : il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal  
Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.  
Orientação: Prof<sup>ª</sup>. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

1. Solos. 2. Taludes. I. Título.

CDU 528

AUTOR: FABRÍCIA ANGELINO ROSENDO SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA  
APLICADA EM CASOS DE TALUDES COM SOLOS DIFERENTES**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão.

*Rafaela Fátima C. de S. Ferreira*

Prof<sup>a</sup>. DSc. Rafaela F. C. de Souza – UFAL Campus Sertão (Orientadora)

**Banca examinadora:**

*Vinicius Costa Correia*

Prof<sup>a</sup>. Msc. Vinicius Costa Correia-UFAL, Campus Sertão (Avaliador interna)

*Karlisson André N. da Silva*

Prof. Msc. Karlisson André N. da Silva – UFAL Campus Sertão (Avaliador interno)

*Rafaela Fátima C. de S. Ferreira*

Prof<sup>a</sup>. DSc. Rafaela F. C. de Souza – UFAL Campus Sertão (Avaliadora interna)

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço à Deus, que me concedeu forças em todas as horas difíceis, sendo o maior responsável por essa conquista. À minha família, base de tudo, que sempre me apoiou nessa longa caminhada. Em especial agradeço aos meus pais Angela Angelino e José Eudes, por todo amor, esforço e dedicação, à minha avó Neide Araujo por todo o incentivo. Ao meu noivo agradeço pela parceria e paciência nos momentos que precisei me ausentar.

Agradeço aos meus colegas e amigos que construí durante o curso. Aos meus professores que contribuíram com todo aprendizado adquirido na graduação. Em especial a minha orientadora Rafaela, por todo acompanhamento, disponibilidade e orientação.

## RESUMO

As estruturas de contenção são utilizadas para estabilizar taludes. A cortina atirantada é um exemplo de técnica de contenção que é bastante utilizada no mundo, pela praticidade, segurança e a rapidez de execução. O método consiste em inserir tirantes no maciço do solo e a ancoragem é verificada pela interação na interface solo-bulbo, a qual, aumenta as tensões normais e efetivas do maciço, o coeficiente de estabilidade e a resistência de cisalhamento do solo, tornando a estrutura ativa para resistir os esforços provocados no talude. Este trabalho reflete sobre o dimensionamento da técnica de contenção de cortina atirantada aplicada a taludes com as mesmas características geométricas, porém, constituídos por solos diferentes. Na primeira situação, foi dimensionada a estrutura para solo de areia argilosa, e na segunda situação a estrutura foi dimensionada para um talude constituído de areia. O talude apresenta altura de 7 metros, extensão de 14 metros, e inclinação de  $84,29^\circ$ , enquanto que o maciço possui parâmetros diferente do solo, o que resultou em comportamentos diferentes quando submetidos a técnica de contenção. A técnica utilizada em solos de areia argilosa apresentou resultados mais satisfatórios devido ao solo apresentar características resistivas maiores, pela presença da parcela de coesão. Dessa forma, devido ao solo arenoso conter apenas forças de atrito, este, necessitou de uma força de ancoragem maior para resistir os esforços e garantir a estabilidade quando comparado ao solo de areia argilosa. Além disso, a cortina ancorada em solo arenoso apresentou um custo de obra superior ao de areia argilosa em consequência da maior quantidade de aço utilizada.

**Palavras-chave:** taludes, cortina atirantada, tirantes, bulbo de ancoragem.

## ABSTRACT

Containment structures are used to stabilize slopes. The curtain is an example of a technique of containment that is widely used in the world, for the practicality, security and speed of execution. The method consists of inserting tie rods in the soil mass and the anchorage is verified by the interaction at the soil-bulb interface, which increases the normal and effective forces of the mass, the stability coefficient and the shear strength of the soil, making the structure active to withstand the slope. This work reflects on the dimensioning of the curtain containment technique applied to slopes with the same geometric characteristics, however, constituted by different soils. In the first situation, the structure was designed for soil of clayey sand, and in the second situation the structure was dimensioned for a slope composed of sand. The slope presents height of 7 meters, length of 14 meters, and slope of  $84.29^\circ$ , while the massif has parameters different from the ground, which resulted in different behaviors when submitted to the technique of containment. The slope presents height of 7 meters, length of 14 meters, and slope of  $84.29^\circ$ , while the massif has parameters different from the ground, which resulted in different behaviors when submitted to the technique of containment. Thus, because the sandy soil only contained frictional forces, it required a greater anchoring force to resist the efforts and to guarantee the stability when compared to the clay sand soil. In addition, the curtain anchored in sandy soil had a higher work cost than clay sand due to the higher amount of steel used.

**Keywords:** slopes, cable-stayed curtain, tie rods, anchoring bulb.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Representação gráfica dos movimentos tipo: queda (a), tombamento (b), escorregamento rotacional, em cunha e planar ou translacional (c1, c2 e c3), espalhamento (d), corrida lenta de terra, de areia seca e de detritos (e1, e2, e3) e rastejo ou fluência (f).....	19
Figura 2 - Envoltória de Mohr – Coulomb e fator de segurança.....	21
Figura 3 - Método de Fellenius- Forças aplicadas a uma fatia de solo .....	23
Figura 4 - Forças atuantes para um método de fatias aplicado para uma superfície irregular .....	23
Figura 5 - Muro de peso ou gravidade .....	25
Figura 6 - Solo reforçado .....	27
Figura 7- Superfície de ruptura e esforços de tração em solo grampeado .....	27
Figura 8 - Mecanismos de transferência de cargas em ancoragens .....	29
Figura 9 - Elementos do tirante .....	31
Figura 10 - Detalhes do sistema de injeção e sequência executiva esquemática.....	33
Figura 11 - Modos de ruptura em cortinas atirantadas .....	35
Figura 12 - Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967) .....	36
Figura 13 - Método de Culmann .....	39
Figura 14 - Polígono de forças do método brasileiro .....	40
Figura 15 - Polígono de forças do método brasileiro .....	40
Figura 16 - Plano ancorado definido pelo ângulo de ancoragem .....	46
Figura 17 - Valores para resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso ..	49
.....	
Figura 18 - Faixas de lajes para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos ...	51
Figura 19- Geometria da punção .....	55
Figura 20- Planta baixa da construção da galeria de lojas .....	57
Figura 21 - Análise da estabilidade do talude com areia argilosa .....	58
Figura 22 - Análise da estabilidade do talude com areia .....	59
Figura 23 - Características geométricas da cunha de ruptura.....	60
Figura 24 - Área da cunha de ruptura .....	62
Figura 25 - Ângulo de ancoragem em solo de areia argilosa .....	64
Figura 26 - Modelo do painel adotado para a face da cortina e os espaçamentos entre os tirantes.....	65



Figura 27 - Corte com comprimento de ancoragem de 5m situados na área delimitada pelo ângulo de ancoragem .....	66
Figura 28 - Corte com comprimento de ancoragem de 5m .....	67
Figura 29 – Face da cortina atirantada com sistema de drenagem do tipo barbacãs ... .....	67
Figura 30 - Áreas de influência dos esforços para o dimensionamento das vigas horizontal e vertical .....	68
Figura 31 - Decomposição dos esforços do tirante na face da cortina para determinar a força ortogonal $Q'$ .....	68
Figura 32 - Carregamento na viga horizontal .....	70
Figura 33 - Diagrama do esforço cortante da viga horizontal .....	70
Figura 34 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal.....	70
Figura 35 - Carregamento na viga vertical .....	71
Figura 36 - Diagrama do esforço cortante da viga vertical .....	71
Figura 37 - Diagrama de momento fletor da viga vertical.....	71
Figura 38 - Faces da laje de concreto armado onde serão distribuídas as armaduras .....	75
Figura 39 - Armadura da face livre .....	75
Figura 40 - Armadura da face em contato com o solo .....	76
Figura 41 - Características da cunha do talude.....	79
Figura 42 - Área da cunha de ruptura de solo arenoso .....	80
Figura 43- Ângulo de ancoragem para talude arenoso .....	82
Figura 44 - Corte do talude arenoso com comprimento de ancoragem de 5m situados na área delimitada pelo ângulo de ancoragem.....	83
Figura 45 - Representação esquemática da seção transversal do talude arenoso ..	83
Figura 46 - Painel da cortina atirantada com sistema de drenagem do tipo barbacãs. ....	84
Figura 47 - Áreas de influência dos esforços para o dimensionamento das vigas horizontal e vertical no talude arenoso.....	84
Figura 48 - Carregamento na viga horizontal da cortina do talude arenoso.....	86
Figura 49 - Diagrama do esforço cortante da viga horizontal do talude arenoso .....	86
Figura 50 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal no talude arenoso .....	86
Figura 51 - Carregamento na viga vertical do talude arenoso.....	86
Figura 52 - Diagrama do esforço cortante da viga vertical no talude arenoso .....	86

Figura 53 - Diagrama do momento fletor da viga vertical do talude arenoso .....	87
Figura 54 - Faces da laje de concreto armado onde serão distribuídas as armaduras do talude arenoso.....	90
Figura 55 - Armadura da face livre do talude arenoso .....	91
Figura 56 - Armadura da face em contato com o solo do talude arenoso .....	91
Figura 57 - Cunha de ruptura em talude de areia argilosa .....	93
Figura 58 - Cunha de ruptura de talude de areia pura .....	93

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características dos métodos de estabilidade de taludes .....	22
Tabela 2 - Ancoragens mais utilizadas no Brasil .....	47
Tabela 3 - Coeficientes de ancoragem .....	48
Tabela 4 - comprimento do bulbo de ancoragem x carga de trabalho do tirante .....	50
Tabela 5 - Características do solo de areia argilosa .....	57
Tabela 6 - Características do solo de areia pura.....	57
Tabela 7 - Características do talude em estudo.....	57
Tabela 8 - Ângulos de ancoragem ( $\theta'$ ) obtidos .....	63
Tabela 9 - Momentos máximos das vigas horizontal e vertical .....	71
Tabela 10 - Distribuição dos momentos na viga horizontal por faixa de largura. ....	72
Tabela 11 - Distribuição dos momentos na viga vertical por faixa de largura .....	72
Tabela 12 - Momentos máximos das vigas horizontal e vertical .....	72
Tabela 13 - Parâmetros de dimensionamento do aço na viga horizontal.....	73
Tabela 14 - Parâmetros de dimensionamento do aço na viga vertical .....	74
Tabela 15 - Quantidade de barras na laje da cortina atirantada em solo areno-argiloso.....	75
Tabela 16- Ângulos de ancoragem ( $\theta'$ ) obtidos .....	81
Tabela 17 - Momentos máximos das vigas horizontal e vertical. ....	87
Tabela 18 - Distribuição dos momentos na viga horizontal por faixa de largura no talude arenoso.....	87
Tabela 19 - Distribuição dos momentos na viga vertical por por faixa de largura arenoso .....	88
Tabela 20 - Momentos máximos nas vigas horizontal e vertical por faixa de largura .....	88
Tabela 21- Cálculo do aço na viga horizontal do talude arenoso .....	89
Tabela 22 - Cálculo do aço na viga vertical do talude arenoso. ....	89
Tabela 23- Quantidade de barras na laje da cortina atirantada em solo arenoso ....	90
Tabela 24 - Massa de aço na horizontal da laje do talude areno-argiloso .....	96
Tabela 25 - Massa de aço na vertical da laje do talude areno-argiloso .....	96
Tabela 26 - Massa de aço na horizontal da laje do talude arenoso .....	96
Tabela 27 - Massa de aço na vertical da laje do talude arenoso.....	96
Tabela 28 - Custo da cortina atirantada em talude com solo areno-argiloso .....	97

Tabela 29 - Custo da cortina atirantada em talude com solo arenoso ..... 98

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
1.1. Conteúdo do trabalho.....	15
1.2. Objetivos .....	15
1.2.1. Objetivo geral .....	15
1.2.2. Objetivo específico .....	15
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>16</b>
2.1. Taludes .....	16
2.2. Movimentos de Massas .....	16
2.2.1. Fatores que influenciam os movimentos de massas .....	16
2.2.2. Tipos de movimentos de massas .....	18
2.3. Análise de estabilidade de taludes .....	19
2.3.1. Coeficiente de segurança .....	20
2.3.2. Métodos para cálculo de estabilidade de taludes .....	21
2.3.2.1. Método de Fellenius (1927) .....	23
2.4. Estruturas de Contenção .....	25
2.4.1. Muro de Gravidade .....	25
2.4.2. Solo reforçado .....	25
2.4.3. Solo reforçado com geossintético .....	26
2.4.4. Solo grampeado .....	27
2.4.5. Cortina atirantada .....	28
2.4.5.1. Componentes do tirante .....	30
2.4.5.2. Metodologia de execução .....	31
2.4.5.3. Tipos de ruptura .....	34
2.4.5.4. Empuxo em cortina atirantada .....	35
2.4.5.5. Vantagens e desvantagens da cortina atirantada .....	36
2.5. Dimensionamento da cortina atirantada .....	37
2.5.1. Estabilidade de ancoragem pelo método de Costa Nunes (1957) .....	37
2.5.2. Dimensionamento geotécnico.....	38
2.5.3. Dimensionamento dos tirantes .....	46
2.5.4. Dimensionamento estrutural da cortina atirantada .....	50
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>56</b>

<b>4. AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE.....</b>	<b>58</b>
<b>5. DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO EM CORTINA ATIRANTADA EM SOLO DE AREIA ARGILOSA .....</b>	<b>60</b>
5.1. Dimensionamento geotécnico .....	60
5.2. Dimensionamento dos tirantes .....	64
5.3. Dimensionamento estrutural da cortina atirantada .....	67
<b>6. DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO EM CORTINA ATIRANTADA EM SOLO ARENOSO .....</b>	<b>78</b>
6.1. Dimensionamento geotécnico .....	78
6.2. Dimensionamento dos tirantes .....	82
6.3. Dimensionamento estrutural da cortina atirantada .....	84
<b>7. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>93</b>
7.1. Análise superfície de ruptura.....	93
7.2. Análise do fator de segurança.....	94
7.3. Análise da força de ancoragem.....	94
7.4. Análise da face da cortina atirantada .....	95
7.5. Levantamento dos custos. ....	96
<b>8. CONCLUSÃO .....</b>	<b>100</b>
<b>9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>102</b>
<b>ANEXO .....</b>	<b>105</b>

## 1.INTRODUÇÃO

Os solos que compõe as regiões do Brasil possuem propriedades físicas e resistências ao cisalhamento diferentes, devido a estrutura e composição própria de cada solo. Por isso, é de fundamental importância analisar o comportamento de taludes que são sujeitas a situações diferentes de climas, sobrecargas e alterações antrópicas.

Regiões propícias a deslizamentos, submetidas a carregamentos devido a obras construídas nas cristas dos taludes exigem um estudo detalhado para verificar a necessidade de uma estrutura de contenção. Rupturas desses taludes podem gerar danos irreparáveis como bens materiais e perdas humanas.

As estruturas de contenção de solo são mecanismos utilizados em áreas de taludes que garantem a estabilidade do maciço do solo, permitindo que o mesmo seja capaz de suportar cargas maiores que seu próprio peso, além de, evitar o deslocamento de grandes massas de solos devido a cortes verticais. Essa estabilidade pode ser obtida no dimensionamento dessas estruturas que devem ser projetadas para suportar pressões de água e o empuxo da terra.

As obras de contenções variam de acordo com as características do solo e seção geométrica do talude. Essas estruturas podem ser classificadas como: muros de gravidade, terra armada, cortina atirantada, solo grampeado, solo reforçado e entre outros métodos que possuem o mesmo objetivo, ou seja, de oferecer resistência ao maciço de terra.

Portanto, é de fundamental importância conhecer o mecanismo das técnicas de contenção quando aplicadas a solos com propriedades distintas. Uma vez que, para um mesmo talude onde utiliza-se uma mesma técnica o dimensionamento será variável devido as resistências existentes em cada tipo de solo. Dessa forma, realizando o correto dimensionamento dessas estruturas é possível garantir a estabilidade dessas regiões íngremes, evitando que haja deslocamentos elevados, o que poderia resultar em consequências catastróficas.

Para o dimensionamento das técnicas de contenção de taludes deve-se levar em consideração todos os aspectos geológicos-geotécnicos do local, a seção geométrica, aspectos sociais, ambientais e econômicos.

## **1.1. Conteúdo do trabalho**

Este trabalho consiste no dimensionamento de estruturas de contenção aplicadas a taludes com mesmas características geométricas, porém, compostos por solos diferentes. Serão abordados durante o trabalho os temas de: movimentos de massas, tipos de contenções, aspectos construtivos e dimensionamento de cortina atirantada a partir de métodos reconhecidos na Engenharia. No dimensionamento das estruturas é feito uma análise para determinar se há a necessidade de conter os taludes e, em seguida, é apresentado todo o procedimento de cálculo para análise comparativa. Logo após, é apresentado os resultados da comparação dos dois taludes compostos por solos diferentes e levantamento de custos.

## **1.2. Objetivo**

### **1.2.1. Objetivo geral**

Realizar um estudo comparativo do comportamento de cortina atirantada em solo areno-argiloso e em solo puramente arenoso a partir do seu dimensionamento para a estabilização de um talude vertical fictício. Em seguida, fazer um levantamento da viabilidade financeira, para distinguir qual dos solos em estudo apresenta vantagem para uso do método de contenção.

### **1.2.2. Objetivo específico**

- Dimensionamento da cortina atirantada;
- Estudo comparativo do solo que apresentou o melhor resultado;
- Levantamento dos custos.



## **2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **2.1. Taludes**

Taludes podem ser definidos como superfícies inclinadas cujo substrato é de natureza terrosa, rochosa ou mista, também conhecidos como encostas naturais que são originadas por diferentes processos geológicos e geomorfológicos. Essas estruturas podem apresentar modificações de origem antrópica como cortes, desmatamentos, introdução de cargas etc. (CARNEIRO & PINOTTI, 2013).

Os taludes naturais referem-se àqueles formados pelos fatores geológicos (litologia, estruturação e geomorfologia) ou pela ação dos fatores ambientais (clima, vegetação e topografia). Enquanto que, os taludes artificiais são aqueles construídos pelo homem.

### **2.2. Movimentos de Massas**

Movimento de massas corresponde a movimentação do solo ou rocha ao longo do talude sob a ação da gravidade.

Segundo Freu (2012), a gradativa alteração do relevo é causada principalmente pelos movimentos de massas. Esses, juntamente com os processos erosivos, transportam materiais das áreas mais elevadas como as montanhas e os depositam nas planícies resultando no recuo das encostas.

Existem diversos motivos pelos quais ocorrem o movimento de maciços terrosos em encostas, assim como também há várias classificações para esses fenômenos. Entender cada processo de movimentação de massas em áreas íngremes é fundamental para analisar a estabilidade dessas regiões e prever a necessidade de inserção de contenções, de modo a evitar danos que afetem negativamente o meio ambiente e as pessoas.

#### **2.2.1. Fatores que influenciam os movimentos de massas**

Alguns dos principais fatores responsáveis por movimentos de massas em encostas correspondem a: geometria do talude, presença ou não da vegetação, nível

do lençol freático no terreno, condições climáticas da região, ocupação urbana e as características geológico-geotécnicas.

A estrutura geológica refere-se principalmente a falhas, fraturas, bandamentos e foliações que condicionam o surgimento de discontinuidades mecânicas e hidráulicas. Essas podem contribuir significativamente no surgimento de movimentos. As características que determinam a estabilidade natural dos materiais e também são responsáveis pelo surgimento dessas discontinuidades estão relacionadas a granulometria, porosidade, permeabilidade, resistência ao cisalhamento, entre outros. (DIAS; HERRMANN, 2002).

Ainda de acordo com Dias & Herrmann (2002), a morfologia do terreno é um dos principais condicionantes para a ocorrência de movimentos, uma vez que, a inclinação do talude facilita o rápido deslocamento de massas de solo e blocos de rocha ao longo das encostas pelo efeito da gravidade. Encostas retilíneas se tornam mais perigosas, pois apresentam declividade relativamente constante ao longo de seu perfil, facilitando o rápido deslocamento dos materiais superficiais.

A ocupação em regiões de encostas desprovidas de infraestrutura, de redes de esgoto e drenagem em conjunto com as precipitações pluviométricas agravam ainda mais os processos erosivos aumentando a instabilidade das encostas. (ZIEGLER, 2013).

A ação antrópica contribui diretamente e significativamente na movimentação de massas de taludes, pois há uma alteração da geomorfologia dessa região, o que torna o solo menos resistente ao cisalhamento sendo, incapaz de suportar seu próprio peso ou o peso de uma sobrecarga. Como exemplo dessas ações antrópicas pode-se citar: a retirada da vegetação que causa rápida saturação do solo; escavações e construções de residências no topo das encostas diminuindo a resistência ou aumentando a carga a ser resistida pelo solo e o aumento de água presente no talude devido os despejos das residências. Todas essas ações segundo ZIEGLER (2013), contribuem para a instabilidade da região. Por isso, a importância de se fazer análises em áreas de encostas antes de qualquer intervenção humana de forma a garantir a estabilidade do mesmo.

A climatologia é um dos fatores preponderantes para movimentação de massas, motivo pelo qual há uma grande diversidade do comportamento do solo de região para região. Em locais com índices pluviométricos maiores a susceptibilidade

de desprendimento de massas de solo ou rochas é bem maior que em regiões secas devido as alterações do nível da água no terreno, que provoca o aumento da força de percolação, elevação da poropressão, saturação do solo e diminuição da coesão aparente. (CANEPARO; PASSOS; PINTO, 2014).

### **2.2.2. Tipos de movimentos de massas**

Segundo, Mattos (2009), as classificações dos movimentos de massas dependem da grande variedade de materiais e processos envolvidos. Dessa forma, deve-se levar em consideração os parâmetros de velocidade e mecanismos do movimento, características dos materiais, modo de deformação, geometria do movimento e quantidade de água envolvida.

Os tipos de movimentação de massa podem ser por queda, tombamento, escorregamento ou deslizamento, espalhamento, corrida, fluência e rastejo (Figura 1).

Quedas são deslocamentos de massas devido a fragmentação de rochas em queda livre que se desprendem de taludes íngremes, sendo caracterizada por movimentos rápidos.

Tombamentos ocorrem quando o bloco rochoso sofre movimentação de rotação frontal para fora do talude.

Escorregamentos correspondem a deslocamentos finitos numa superfície definida de deslizamento preexistente ou de uma nova formação. (MATTOS, 2009).

Espalhamento é o movimento prolongado lateral, distribuída em massa fraturada (BRUNSDEN E PRIOR, 1984, *apud* AGUIAR, 2008).

Corridas constituem os movimentos rápidos, em que o deslocamento da massa se comporta como um material viscoso, com os movimentos inter-granulares predominando em relação aos movimentos de superfície de cisalhamento. (BRUNSDEN E PRIOR, 1984, *apud* AGUIAR, 2008).

Fluência e rastejo são escorregamentos lentos e contínuos podendo englobar grandes áreas e são ocasionados pela ação da gravidade e efeitos causados pela temperatura e umidade. (GERSCOVICH, 2009).

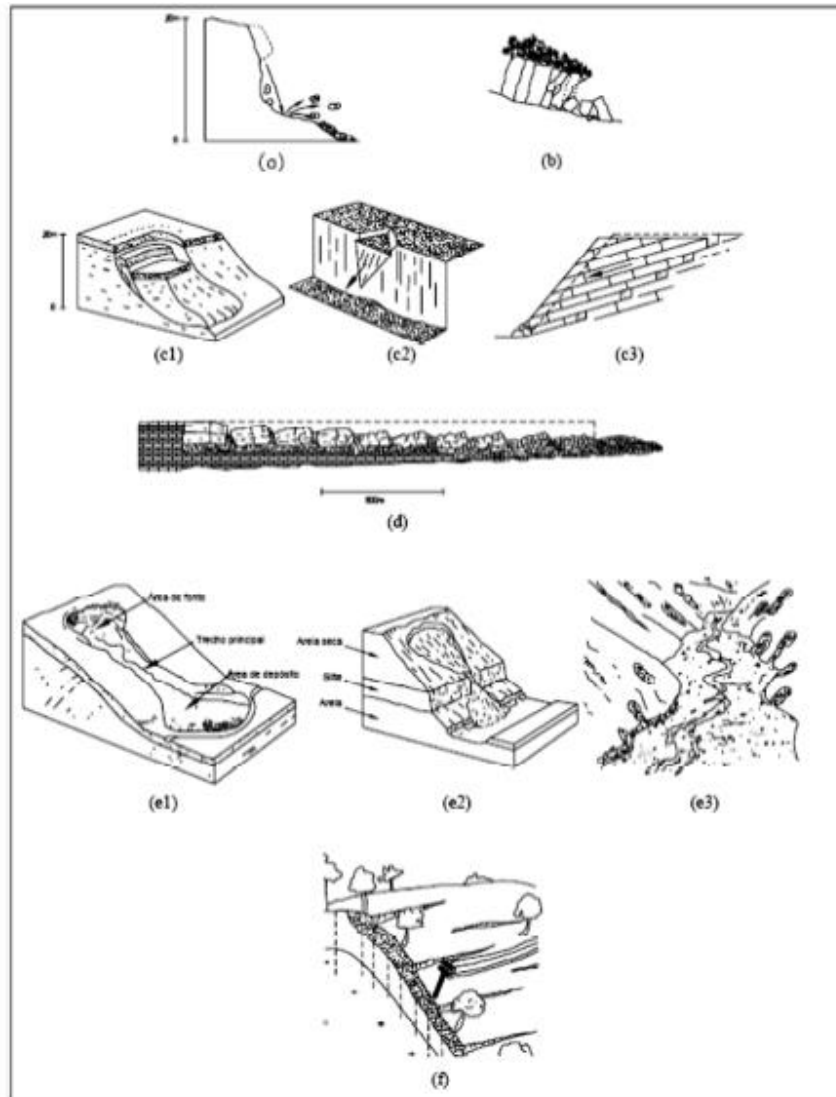


Figura 1- Representação gráfica dos movimentos tipo: queda (a), tombamento (b), escorregamento rotacional, em cunha e planar ou translacional (c1, c2 e c3), espalhamento (d), corrida lenta de terra, de areia seca e de detritos (e1, e2, e3) e rastejo ou fluência (f) (TURNER & SCHUSTER, 1996 *apud* AGUIAR, 2008).

### 2.3. Análise de estabilidade de taludes

Os deslocamentos de massas em taludes são provocados quando as tensões solicitantes ultrapassam a resistência ao cisalhamento do solo, neste caso, o talude apresenta-se instável e inseguro. Essa condição de estabilidade é definida pelo fator de segurança (FS), que consiste na relação entre as forças resistivas, que tentam impedir os deslocamentos do maciço e as forças cisalhantes, que provocam uma movimentação nos sedimentos. Para valores de FS maior que 1, indica que o maciço

de solo está estável, para valores de FS menores que 1 indicam instabilidade e para valores de FS igual a 1 indica condição de limite de estabilidade. (HORST, 2007).

A estabilidade de um talude é a verificação do quão próximo da ruptura a estrutura se encontra, identificada pelo valor do fator de segurança (FS) (SOUZA, 2014).

A análise da estabilidade tem como finalidade avaliar o grau de segurança de um talude em relação à ruptura e a partir desse indicador, verificar se há necessidade de se instalar estruturas de contenção nos taludes, uma vez que, permite que as execuções das obras sejam feitas de forma mais segura (SILVA, 2013).

### 2.3.1. Coeficiente de segurança

O fator de segurança é avaliado através das tensões admissíveis pela razão entre o somatório das forças de resistências e o somatório das forças cisalhantes, através da equação (1) (TEIXEIRA, 2011).

Entende-se por fator de segurança, uma representação numérica que quantifica a estabilidade do talude a partir da relação das grandezas resistentes que surgem na ruptura e as grandezas resistentes necessárias para atingir o equilíbrio (SOUZA, 2014).

$$FS = \frac{\tau_s}{\tau_d} \quad (1)$$

Em que:

$\tau_s$  é a tensão cisalhante resistente;

$\tau_d$  é a tensão cisalhante mobilizada.

De acordo com Freu (2012), os valores de FS maiores que 1,0 indicam estabilidade, ou seja, que as tensões cisalhantes mobilizadas ( $\tau_d$ ) são inferiores à resistência ao cisalhamento resistente ( $\tau_s$ ) (Figura 2a). Taludes com valores de FS menores que 1,0 são instáveis (Figura 2b). Sendo fisicamente impossível encontrar esses valores, uma vez que, valores de FS menores que 1 a ruptura ocorre e as condições da encosta do talude são alteradas. Para valores de FS iguais a 1,0 indicam

a condição de limite de estabilidade, ou seja, que a estrutura está na iminência de ruptura (Figura 2c).

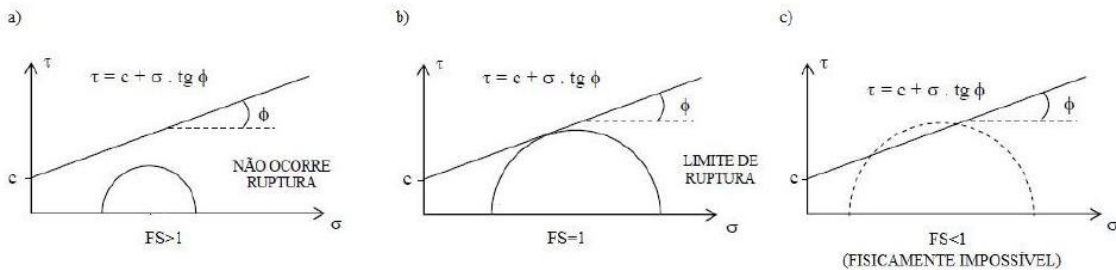


Figura 2- Envoltória de Mohr – Coulomb e fator de segurança (SANTOS, 2004, *Apud* FREU, 2012).

Nas obras de engenharia civil o fator de segurança (FS) é utilizado para avaliar a segurança de um projeto, portanto a adoção de um valor de FS mínimo admissível implica na adoção de um risco calculado ou aceitável. Sendo assim, a escolha do valor de FS depende do julgamento e das experiências profissionais do projetista. Este deverá adotar o valor do fator de segurança apropriado para determinada obra, considerando fatores econômicos e sociais (TEIXEIRA, 2011).

### 2.3.2. Métodos para cálculo de estabilidade de taludes

Os métodos de análise de estabilidade de taludes são divididos em métodos determinísticos e métodos probabilísticos. No método determinístico a medida da segurança do talude é feita em termos de um fator de segurança e os métodos probabilísticos a medida de segurança é feita em termos da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura (GEORIO,2000, *Apud* DUTRA, 2013).

As análises de estabilidade podem ser baseadas no método de análise das tensões ou nos métodos de equilíbrio limite, sendo estes últimos os mais utilizados. Este método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de FS, simultaneamente, assim, considera-se para o estudo a seção mais crítica do talude, admite-se também que o estado de ruptura do solo seja definido pelo critério Mohr-Coulomb (SOUZA,2014).

Segundo Dutra (2013), algumas hipóteses que devem ser adotadas para utilizar o método do equilíbrio limite são: a superfície potencial de ruptura ser previamente conhecida e ocorrendo ao longo de uma superfície bem definida; a massa de solo

deve comportar-se como material rígido-plástico e encontrar-se em condições iminentes de ruptura generalizada (rompe-se bruscamente sem se deformar); as equações de equilíbrio estático devem ser válidas até a iminência da ruptura do talude e o fator de segurança FS, deve ser constante ao longo da superfície.

Na técnica de equilíbrio limite são utilizados processos iterativos envolvendo a seleção de uma massa potencial de deslizamento. A subdivisão dessa massa em fatias pode ser realizada através de vários métodos de cálculo possíveis (AGUIAR, 2008).

A tabela 1 apresenta os métodos mais utilizados para estabilidade de taludes, os quais, se diferenciam quanto à forma de superfície de ruptura considerada, quanto às equações de equilíbrio usadas e quanto as hipóteses sobre as forças utilizadas entre as fatias do talude (STRAUSS, 1998).

Tabela 1 - Características dos métodos de estabilidade de taludes (FREDLUND & KRANH, 1977 Apud STRAUSS, 1998).

Método	Circular	Não circular	Equilíbrio dos momentos	Equilíbrio das forças	Forças entre camadas
Talude infinito		X		X	Paralelo ao talude
Método das Cunhas		X		X	Define inclinação
Fellenius	X		X		Resultante paralelo à base de cada fatia
Bishop	X	X*	X		Horizontal
Janbu simplificado	X*	X		X	Horizontal
Lowe e Karafiath	X	X*		X	Define inclinação
Spencer	X	X*	X	X	Inclinação constante
Morgenstern e Price	X	X	X	X	$X/E=\lambda$
Janbu Rigoroso	X	X	X	X	Define linha de empuxo
Fredlund e Krahm	X	X	X	X	$X/E=\lambda$

Nota1 E e X são respectivamente as forças horizontais e verticais entre as fatias.

Nota 2 (\*) significa que o método pode ser adaptado para tal condição.

Na análise de estabilidade de um talude por equilíbrio limite, para determinar a localização da superfície crítica de deslizamento e o correspondente mínimo valor de FS é necessário realizar cálculos em um número considerável de possíveis superfícies

de deslizamento. Nesse processo procura-se a superfície crítica de deslizamento, ou seja, a parte essencial da análise da estabilidade de taludes (AGUIAR, 2008).

### 2.3.2.1. Método de Fellenius (1927)

No método de Fellenius (1927) são utilizadas fatias para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura, essencial para a análise com tensões efetivas. Esse método supõe que a resultante das forças entre as fatias é paralela à base, ou seja, satisfaz somente o equilíbrio de momentos (HOST 2007) (Figura 3 e Figura 4).

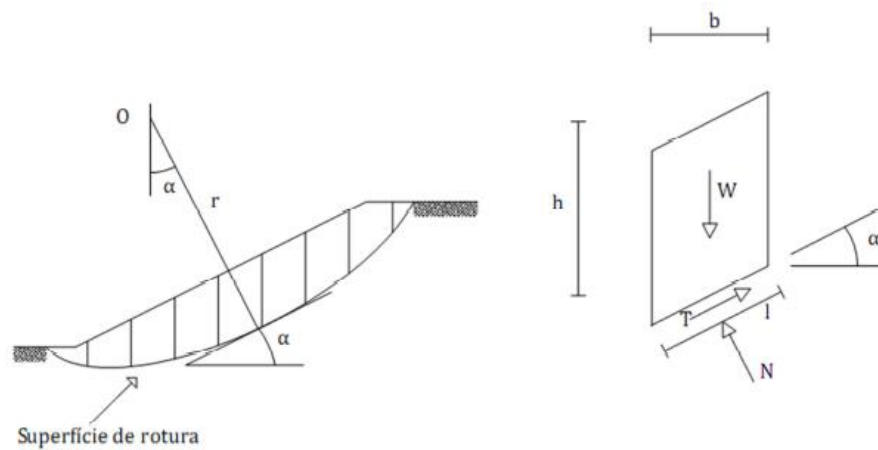


Figura 3 - Método de Fellenius - Forças aplicadas a uma fatia de solo (FREITAS, 2011).

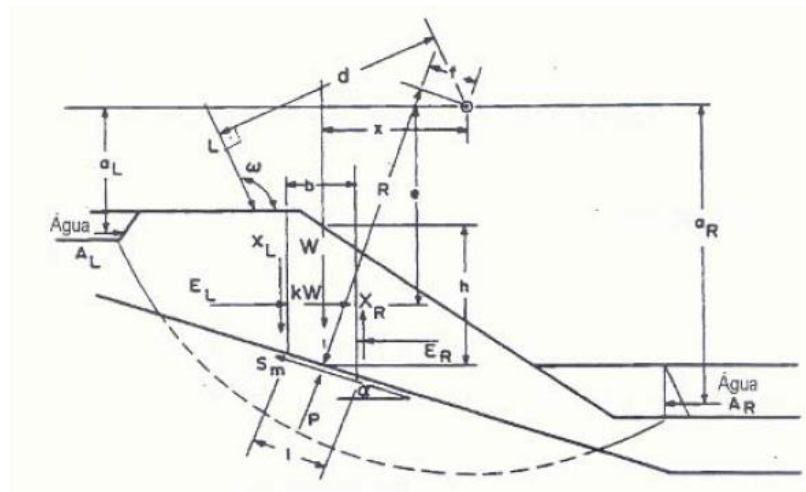


Figura 4 - Forças atuantes para um método de fatias aplicado para uma superfície irregular (HOST, 2007).

Em que:

$W$ : peso total da fatia de largura  $b$  e altura  $h$ ;



$S_m$ : resistência ao cisalhamento mobilizada, sendo uma parcela da resistência definida por Mohr-Coulomb, onde,  $S_m = 1(c' + (P/I - u) \times \tan \phi' / F$

$R$ : raio ou braço de alavanca associado à força cisalhante mobilizada  $S_m$ ;

$f$ : distância perpendicular da força normal ao centro de rotação;

$x$ : distância horizontal do centro da fatia ao centro de rotação;

$\alpha$ : ângulo tangente ao centro da fatia com a horizontal;

$E$ : força horizontal entre fatias;

$X$ : força vertical entre fatias;

$k$ : coeficiente sísmico para determinar a força dinâmica horizontal;

$e$ : distância vertical entre o centro de gravidade de fatia e o centro de rotação.

Se existirem carregamentos uniformes na superfície do talude, adota-se uma camada de solo equivalente sobre o talude com peso e densidade apropriados. Para uma linha de carga, tem-se:

$L$ : linha de força (força por unidade de comprimento)

$\bar{w}$ : ângulo da linha de carga com a horizontal;

$d$ : distância perpendicular da linha de força com o centro de rotação.

É necessário para os efeitos da submersão parcial do talude e da pressão da água nas fissuras de tração:

$A$ : resultante da pressão de água nas fissuras;

$a$ : distância perpendicular da resultante da pressão da água ao centro de rotação.

Fazendo a projeção na direção perpendicular das forças aplicadas em cada fatia, obtém-se a equação (2):

$$N = W \times \cos \alpha \quad (2)$$

O fator de segurança em termos de tensão efetiva será a equação (3):

$$FS = \frac{\sum [c' \times I + (W \times \cos \alpha - u \times I) \times \tan \phi']}{\sum W \times \sin \alpha} \quad (3)$$

$W$ : peso total da fatia de largura  $b$  e altura  $h$ ;  
 $N$ : força na direção perpendicular as fatias;  
 $c'$  é a coesão efetiva;  
 $u$  força exercida pela água.

## 2.4. Estruturas de Contenção

Contenções são estruturas que oferecem ao talude resistência a movimentação, impedindo a ocorrência de ruptura do maciço de terra e garantindo a estabilidade do talude (MATTOS, 2009).

### 2.4.1. Muro de Gravidade

Nos muros de gravidade o peso próprio do muro estabiliza a estrutura e deve ser dimensionado para resistir ações laterais provocadas pelo atrito entre as camadas de interface do solo com o mesmo (DOMINGUES, 1997).

Essa técnica de contenção é indicada quando as solicitações são reduzidas, uma vez que, para atender grandes esforços é necessário ocupar grandes áreas para a implementação da base, aumentando o custo de execução (Figura 5).

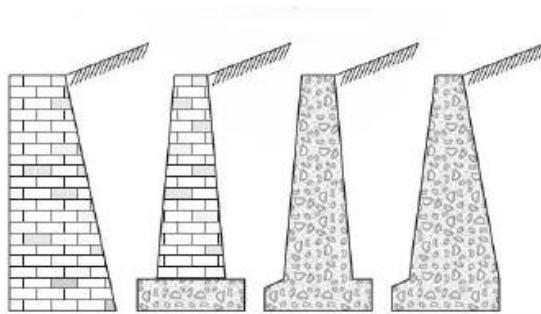


Figura 5 - muro de peso ou gravidade (MARCHETTI, 2008 *Apud* SANTOS, 2014).

### 2.4.2. Solo reforçado

O solo reforçado corresponde um método, o qual, introduz-se um elemento resistente à tração no maciço de solo compactado. Esses elementos que são constituídos por materiais naturais ou sintéticos aumentam a resistência e reduzem a deformação do maciço (SANTOS, 2014).

A técnica de solo reforçado é um processo economicamente viável, rápido e leve pois possibilita o uso do solo existente no próprio local. A face do muro pode ser constituída em alvenaria comum, concreto projetado, gramíneas ou de blocos articulados (JUNIOR, 2016).

### **2.4.3. Solo reforçado com geossintético**

O uso de geossintético no solo reforçado é crescente nos últimos anos. Isso ocorre devido a rápida execução dessa prática, a facilidade da instalação dos materiais, a não exigência de especialização da mão de obra, pelo controle de qualidade, o baixo custo e pela redução da quantidade de material de empréstimo, uma vez que, é possível substituir materiais de construção como solo, areia e brita (SANTOS, 2014).

O solo reforçado com o uso de geotêxtil ou geogrelha funciona como a base da estrutura. Apresentando uma proporção entre altura e base de 0,4 a 0,7. Os esforços de tração provocados no maciço são resistidos pelo geotêxtil, enquanto que a face externa da manta deve ser protegida da radiação solar. O aterro reforçado e a terra armada são contenções mais usuais para aterros e superam alturas mais elevadas que os muros convencionais, sua execução é resultado da colocação gradual da terra para estruturar o terreno (LOTURCO, 1983 *Apud* FIAMONCINE, 2009) (Figura 6).

As estruturas de solo reforçado são indicadas para casos de solicitações pequenas, pois, para satisfazer a solicitações elevadas é necessário utilizar um espaço maior para a implantação da sua base, o que torna o projeto mais caro e inviável (JUNIOR, 2016).

Segundo JUNIOR (2016), os geossintéticos constituem um dos materiais mais empregados no Brasil como reforço de solos. Existem diversas opções no mercado de material utilizado para reforçar o solo, um exemplo disso é o grupo de geossintéticos que constitui materiais como as geogrelhas, os geotêxteis e os geocompostos (JUNIOR, 2016).

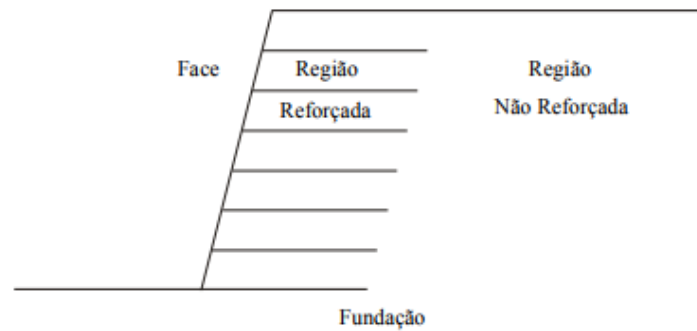


Figura 6 - Solo reforçado (DANTAS 2004).

#### 2.4.4. Solo grampeado

O solo grampeado é um método de contenção, no qual, o reforço do maciço é obtido através da inserção de elementos resistentes. Constituindo uma das técnicas mais utilizadas para estabilização de solos e rochas (PASSINI, 2010).

O solo grampeado tem a finalidade de aumentar a estabilidade de um talude através da instalação de grampos ou de chumbadores no solo. Esses grampos farão com que o maciço de solo possua um reforço passivo delgado. Os grampos deverão atingir a zona interna do solo (zona resistente, ou zona passiva), atingindo o menor movimento da zona ativa do talude (Figura 7). As barras delgadas sofrerão um deslocamento axial e também lateral em relação ao solo. Esses movimentos provocarão o surgimento de forças de reação nos grampos que evitam o deslocamento do solo, reduzindo a zona plastificada (FRANCO, 2016).

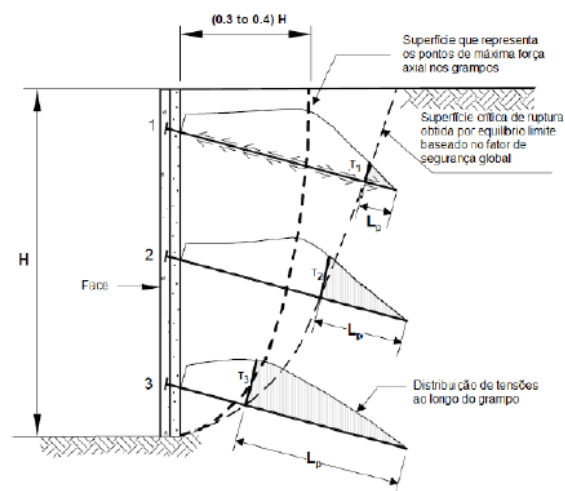


Figura 7- Superfície de ruptura e esforços de tração em solo grampeado (FHWA, 2003 *Apud* FRANCO 2016).

Segundo Pereira (2016), na estrutura de solo grampeado, o alívio progressivo das tensões no solo, devido as sucessivas fases de escavação e da configuração de ruptura interna do solo, provocam deslocamentos significativos no maciço reforçado. Dessa forma, o autor fez uma análise através de simulações numéricas que demonstraram que estruturas em solos grampeados demandam uma avaliação mais realistas quando analisados por simulações numéricas que as análises convencionais adotadas por equilíbrio limite. Esses resultados são decorrentes da limitação dos valores do fator de segurança utilizados em análises convencionais de estabilidade, que acabam não representando adequadamente as configurações de plastificação provocadas ao maciço por uma sobrecarga ou por uma geometria específica do talude.

#### **2.4.5. Cortina atirantada**

Cortinas atirantadas são contenções de taludes constituídas de concreto armado e tirantes. Os tirantes são injetados no maciço de solo e uma das suas extremidades ligadas ao muro de concreto armado. Os tirantes estão sujeitos a esforços axiais de protensão e são projetados para resistir os esforços causado pela reação entre o muro-tirante e o solo (Figura 8) (DUTRA 2013).

Na Figura 8 percebe-se que as forças que atuam no solo são transmitidas pelos tirantes, estes distribuem o carregamento para o maciço. O comprimento final dos tirantes estão situados na região além da cunha de ruptura de modo a permitir a segurança da estrutura. A cunha de ruptura é a região que esta propícia a deslizamento, dessa foma, todo o dimensionamento da estrutura da cortina atirantada deve garantir que o solo dessa região não sofra deslocamento.

A ancoragem realizada pelos tirantes é controlada pelo processo de transferência de carga sustentada pelos tirantes ao maciço de solo através da interação solo-bulbo. Essa interação provoca um acréscimo das tensões normais e efetivas do solo e aumenta o fator de segurança e a resistência de cisalhamento do maciço (MORE, 2003).

As cortinas atirantadas constituem o método mais adequado para conter grandes esforços horizontais provenientes de escavações profundas, permitindo o mínimo deslocamento do maciço de solo e das estruturas em volta (MORE 2003).

Dutra (2013), realizou um estudo para propor uma solução de um caso real de instabilidade de um talude. Para definir a melhor técnica a ser empregada para solucionar esse problema, o autor analisou diversas possibilidades de obras, porém, devido à restrição da geometria do talude o qual era limitado por uma rodovia e residências ao seu contorno, ele optou pela técnica de cortina ancorada e estaqueada com retaludamento. A partir disso, o autor dimensionou a estrutura de cortina ancorada e fez o levantamento dos custos, o que mostrou que a apesar do custo elevado, as restrições do local mostraram que essa seria a melhor técnica para tornar o talude estável.

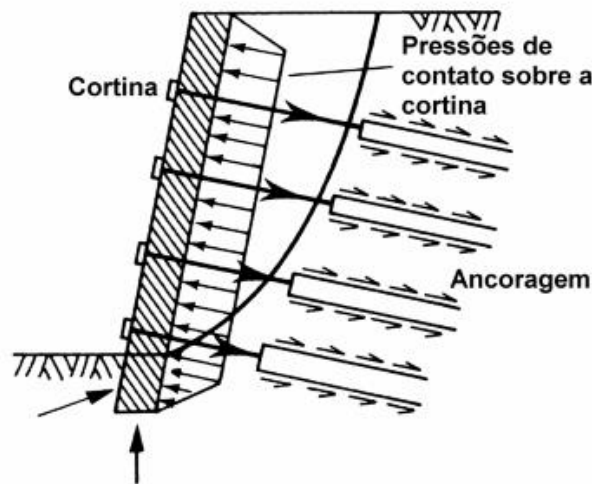


Figura 8 - Mecanismos de transferência de cargas em ancoragens (JURAN ELIAS, 1991 *Apud* MORE, 2003).

Teixeira (2011), realizou um estudo de dimensionamento para dois tipos de contenção: solo grampeado e cortina atirantada. Segundo o autor para taludes de corte vertical e de grande altura, essas técnicas apresentam soluções mais viáveis. Sendo a cortina atirantada, uma estrutura de contenção onde os tirantes são ancorados ou acopladas a estruturas mais rígidas. Essa tipo de contenção apresenta pequena deslocabilidade é geralmente executada pela injeção dos tirantes no solo, que são solicitados a esforços axiais de protensão. Esses elementos resistivos são fixos numa extremidade do muro de concreto armado e são projetados para suportar os esforços advindos da reação do solo ao esforço exercido pela associação do muro com os tirantes.

Os bulbos de ancoragem dos tirantes, devem estar situados em regiões seguras de modo que ultrapassem os limites da superfície de ruptura, por isso, é de

fundamental importância o adequado dimensionamento desses elementos para garantia da segurança do talude.

Conceição (2015), analisou alguns métodos de cálculo para determinação do bulbo de ancoragem de tirantes metálicos ancorados em solos granulares e argilosos para verificar se todos os métodos tiveram valores de comprimento de bulbo de ancoragem de acordo com a NBR 5629/2006. De acordo com seus estudos, nem todos os métodos satisfizeram a NBR 5629/2006, necessitando que algumas alterações fossem feitas para atender a norma, como: variação do comprimento e diâmetro no bulbo de ancoragem.

#### **2.4.5.1. Componentes do tirante**

O tirante é composto por três componentes: cabeça, comprimento livre e comprimento ancorado ou bulbo (Figura 9). A cabeça do tirante sustenta a estrutura e é composto pela placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem.

A placa de apoio espalha a tensão da carga de protensão sobre a estrutura reduzindo o puncionamento na cortina de concreto armado. A cunha de grau oferece o alinhamento do tirante em relação a sua cabeça (TEIXEIRA, 2011).

De acordo com a NBR 5629/2006, o bloco de ancoragem constitui os elementos que garantem que os tirantes se fixem na região da cabeça. O trecho livre corresponde a região entre a cabeça e o bulbo de ancoragem e tem a finalidade de transmitir as cargas de tração (SILVA, 2015). Segundo a NBR 5629/2006, o comprimento livre deve ser superior a 3m.

O trecho ancorado transmite a carga aplicada ao terreno. Segundo GURGEL (2012), isso é feito através do bulbo de ancoragem, que corresponde à calda de cimento que envolve a barra de aço. Sendo o comprimento do bulbo determinado a partir das características do solo e da carga que este recebe.

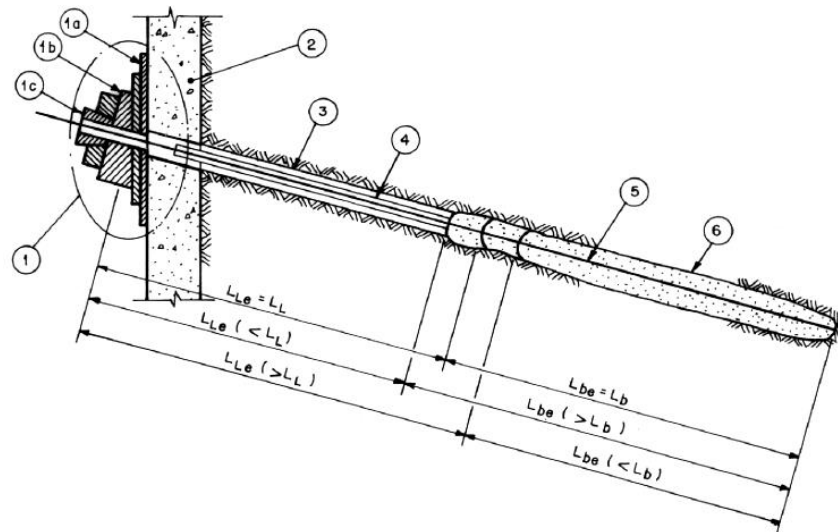


Figura 9 - Elementos do tirante (NBR 5629/2006).

- |                          |                         |
|--------------------------|-------------------------|
| 1-cabeça                 |                         |
| 1.a - Placa de apoio     |                         |
| 1.b – Cunha de grau      |                         |
| 1.c – Bloco de ancoragem |                         |
| 2- Estrutura ancorada    |                         |
|                          | 3-Perfuração do terreno |
|                          | 4-Bainha                |
|                          | 5- Aço, fibra, etc      |
|                          | 6- Bulbo de ancoragem   |

#### 2.4.5.2. Metodologia de execução

Os elementos necessários para a execução da cortina atirantada são os tirantes e o bulbo.

Os materiais utilizados para os tirantes segundo a NBR 5629/2006, podem ser fios, cordoalhas e barras de aço. Outros materiais que também possuem a função de resistir à tração são aceitos pela norma, desde que, sejam comprovados através de experiências e atestadas por órgãos competentes.

Para constituir o bulbo de ancoragem o cimento empregado na injeção dos tirantes deve possuir um fator água/cimento máximo de 0,5, de modo que a calda possua uma resistência mínima à compressão simples de 25 MPa, na data do ensaio (NBR 5629/2006).

- PREPARO DOS TIRANTES

É necessário que seja feita a proteção dos tirantes contra a corrosão antes da sua inserção no solo, garantindo que o mesmo atinja a vida útil a qual foi projetada. A escolha da proteção depende da classe de agressividade do ambiente e do tipo do tirante (provisório ou permanente) (NBR 5629/2006).



Na etapa de montagem dos tirantes, são realizados os cortes e emendas do aço para que se atinja o comprimento com resistência necessária para atender à carga determinada em projeto (DUTRA, 2013).

- **PERFURAÇÃO**

De acordo com NBR NBR 5629/2006, pode-se utilizar qualquer sistema de perfuração, contanto que o furo para inserção do tirante seja retilíneo e com inclinação e comprimento determinado em projeto.

Pode ser utilizado o uso de fluido estabilizante desde que este não prejudique a capacidade de carga, a qualidade do tirante e não interfira na cura do aglutinante. É também necessário que haja cuidado durante a perfuração para que o terreno não seja deteriorado e as estruturas vizinhas não sejam prejudicadas (NBR 5629/2006).

- **INSTALAÇÃO E INJEÇÃO DOS TIRANTES**

Na instalação dos tirantes posiciona-se o tirante de forma que a cabeça permaneça na altura correta. A inserção dos tirantes pode ser feita antes ou depois do preenchimento da calda de cimento. Caso seja realizado após o preenchimento da calda é preciso que ele seja introduzido no furo de forma imediata (DUTRA, 2013).

Após a perfuração, faz a lavagem do furo para então preenchê-lo com a calda de cimento ainda com o revestimento de proteção. Esse processo é feito através de uma mangueira que insere a calda de cimento do fundo até a extremidade superior do furo. Logo em seguida, o tirante é introduzido e o revestimento de proteção pode ser retirado. A partir disso, é feito a injeção da calda de cimento sob pressão (DUTRA, 2013).

A etapa de injeção tem a finalidade de fixar a armação de tração no terreno, resultante da introdução sob pressão de um aglutinante (calda de cimento). No misturador coloidal de alta turbulência ocorre o preparo da calda de cimento e mantém o estado coloidal da mistura, sendo responsável também por medir geometricamente o volume da mesma (Figura 10).

A injeção individual em cada válvula manchete é realizada com a utilização de um obturador duplo que corresponde a um acessório metálico, rosqueado na

extremidade da coluna de injeção que permite que o fluxo da calda de cimento seja feito de maneira ortogonal ao seu eixo e entre os sistemas de vedação. A injeção é realizada através de um tubo que apresenta vários furos para a passagem da calda. A válvula manchete individual permite que o obturador duplo controle os volumes e pressões em cada válvula manchete. Já, na válvula comum (injeção coletiva), a injeção da calda de cimento acontece a partir da boca do tirante, todas ao mesmo tempo, não sendo possível identificar o volume e a pressão que é injetada por cada uma. (Solotrat, Engenharia Geotécnica, Brasil, 2015).

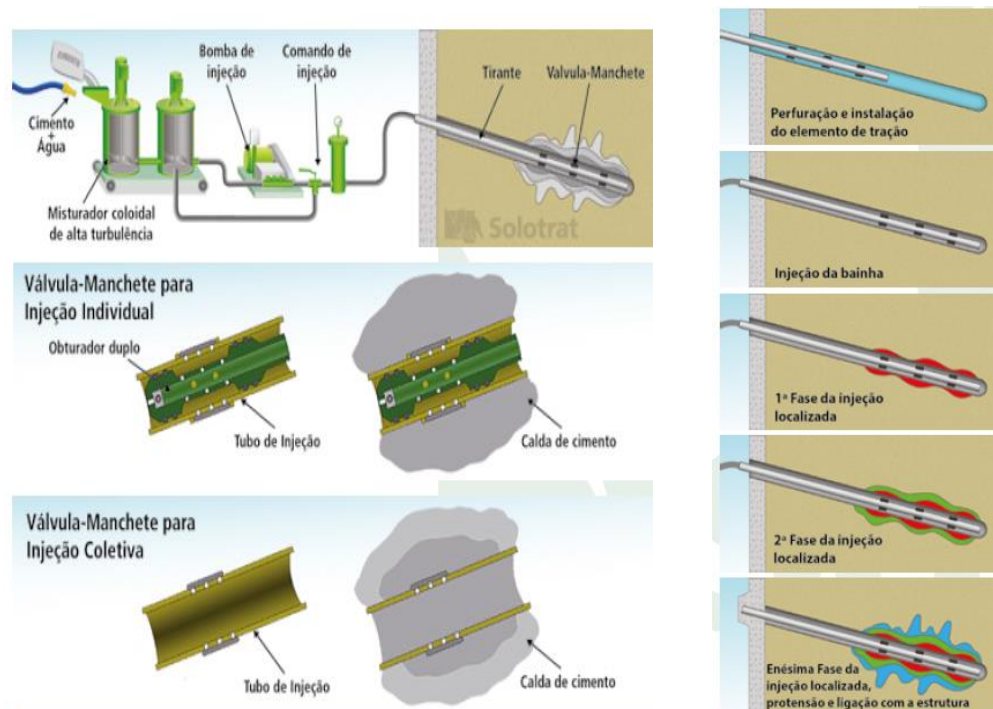


Figura 10 - Detalhes do sistema de injeção e sequência executiva esquemática (Solotrat, Engenharia Geotécnica, Brasil, 2015).

- **PROTENSÃO**

A NBR 5629/2006, estabelece que os tirantes utilizados devem ser submetidos a ensaios de protensão: ensaio básico, ensaio de recebimento e ensaio de qualificação.

O ensaio básico consiste em analisar a correta execução do tirante. No ensaio de qualificação identifica-se a capacidade de carga do tirante bem como seus deslocamentos quando sujeitos a cargas. Sendo possível calcular o comprimento livre

do tirante e o atrito presente nesse comprimento com os deslocamentos verificados. É empregado em 1% dos tirantes da obra de acordo com NBR 5629/2006.

Já no ensaio de recebimento, os tirantes podem receber quatro tipos de carregamentos podendo variar de acordo com a utilização e a sequência de execução dos mesmos. Dessa forma, o ensaio deve partir de uma carga inicial e ir até uma carga máxima antevisto, logo após retornar a carga inicial e recarregar até a carga de trabalho. Nessas etapas deve-se medir os deslocamentos da cabeça do tirante obtidos.

O ensaio de recebimento é aplicado em todos os tirantes e a interpretação se dá com a estabilização dos deslocamentos da cabeça e o atrito ao longo do trecho livre dos tirantes.

#### **2.4.5.3. Tipos de Ruptura**

Segundo Gurgel (2012), a cortina atirantada pode sofrer rupturas por: puncionamento da base, ruptura do fundo de escavação, ruptura global, deformação excessiva, ruptura do tirante e por ruptura da cortina (Figura 11).

- Ruptura por puncionamento da base ocorre quando o solo de fundação que deve suportar a base da cortina possui baixa capacidade de suporte.
- Ruptura de fundo da escavação ocorre quando há uma camada de solo mole abaixo do nível de escavação.
- Ruptura global pode ser ruptura em cunha, que pode ser analisado pelo método das cunhas e ruptura generalizada analisado pelo método do equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal.
- Deformação excessiva ocorre no processo da construção anterior a fase de protensão das ancoragens.
- Ruptura do tirante ocorre quando os tirantes são individualmente inadequados ou devido a uma sobrecarga nas ancoragens durante a execução. Acontece quando uma carga adicional é colocada sobre a contenção inacabada onde ainda não foram instaladas todas as faixas dos tirantes.

- Ruptura da cortina, ocorre quando não é realizado o dimensionamento estrutural adequado resultando em uma ruptura por flexão. Também pode ocorrer ruptura por puncionamento das ancoragens.

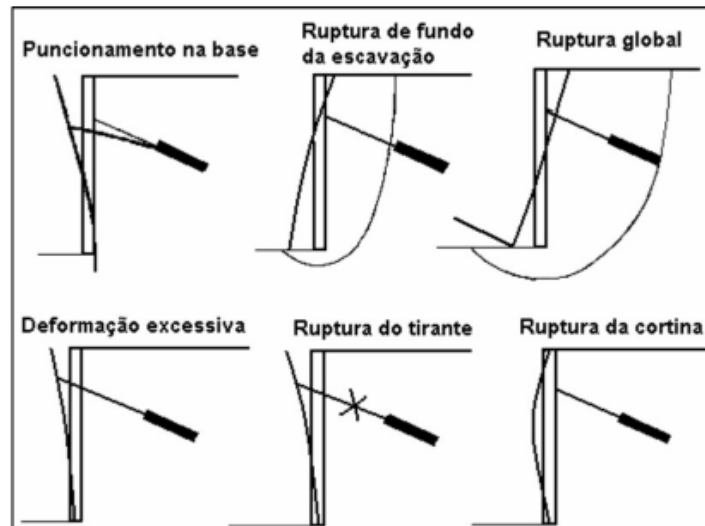


Figura 11 - Modos de ruptura em cortinas atirantadas (GEORIO, 2000, *Apud* GURGEL,2012).

#### 2.4.5.4. Empuxo do solo sobre a cortina atirantada

O empuxo consiste na resultante de forças produzida pelo maciço de terra sobre as estruturas com o qual tem contato. A determinação do empuxo é importante na análise e projeto de obras de contenção como: muros de arrimo, cortinas em estacas pranchas, cortinas atirantadas, entre outros.

Os valores das tensões geostáticas e a sua distribuição nas estruturas de contenção, dependem da interação entre o solo e a estrutura. Em muros de arrimo por exemplo, quando a estrutura de contenção rotaciona em torno de sua base, as tensões geostáticas são distribuídas em forma triangular. Para casos como esses, o empuxo pode ser determinado a partir das Teorias de Rankine e Coulomb. Porém, em estruturas de contenção atirantadas ou escoradas, essas teorias não podem ser aplicadas, devido ao processo de deformações nessas estruturas ser diferente das deformações analisadas em muros de arrimo (MARZIONNA et al. 1996 *Apud* SANTOS, 2013).

Dessa forma, Santos (2013) *Apud* Arends (1970), indicou os diagramas empíricos propostos por Terzaghi e Peck (1967), que foram elaborados a partir de medições experimentais de tensões horizontais em paredes escoradas com estroncas

para utilização em escoramentos de valas escoradas a céu aberto, em que, foi possível identificar o comportamento dos diagramas para os diferentes tipos de solos: areia, argila mole e argila rija (Figura 12). Esses diagramas além de serem aplicados para estruturas escoradas são também utilizados para cortina atirantada (SANTOS, 2013 Apud MARTINS et al., 2002).

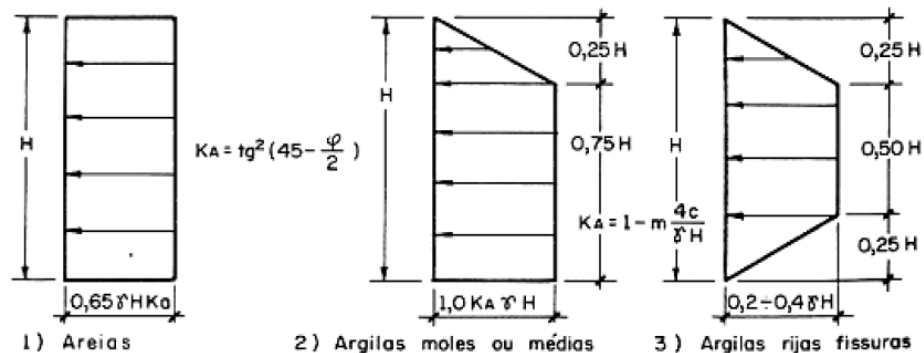


Figura 12- Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967) (SANTOS, 2013).

Em que:

$k_A$  é o coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$  é o peso específico do solo;

$H$  é a altura do talude;

$\varphi$  é o ângulo de atrito do solo.

#### 2.4.5.5. Vantagens e desvantagens de cortina atirantada

Conforme, More (2003), a principal vantagem do uso da estrutura de cortina atirantada é de conter elevadas cargas de tração. Além dessa vantagem outras podem ser citadas, como:

- Facilidade na construção, uma vez que, as cargas de reação são originadas dentro do maciço do solo e possuem elementos estruturais simples e de fácil manuseio como chapas de aço, fios e entre outros.
- Os tirantes são autoportantes, não precisando de estudos mais detalhados de fundação.
- Os tirantes podem suportar esforços com pequenos deslocamentos, pois trabalham de maneira ativa devido a protensão. Outras técnicas

necessitariam de uma movimentação para o funcionamento da contenção.

- Todos os tirantes são submetidos ao ensaio de recebimento, o que garante de forma mais precisa a qualidade dos elementos construídos em relação a capacidade de carga, oferecendo uma maior segurança na estrutura.

Ainda segundo More (2003), as desvantagens apresentadas para o uso dessa estrutura de contenção referem-se:

- Às grandes perfurações necessárias para inserção dos tirantes podendo haver penetração nos terrenos vizinhos. Isso porque, o comprimento mínimo do trecho livre do tirante é 3m e os trechos ancorados são geralmente superiores a 5m;
- As pressões de injeção (1 a 1,5MPa) necessárias para provocar deformações e formar o bulbo de ancoragem podem resultar no acúmulo de deformações que provocam o levantamento do terreno e prejudicam as construções existentes;
- Aos tirantes longos que podem apresentar desvios e com isso, apresentar riscos do desenvolvimento do atrito do trecho livre. Nesses casos, os atritos podem resultar em valores maiores que os delimitados pela norma;
- À corrosão as quais os tirantes estão sujeitos;
- A necessidade de equipe, equipamentos e técnicas especializadas, tornando a execução da estrutura em um custo elevado;
- A não reutilização das estruturas, podendo interferir na construção de obras futuras.

## **2.5. Dimensionamento da cortina atirantada**

### **2.5.1. Estabilidade de ancoragem pelo método de Costa Nunes (1957)**

O método de estabilidade de Costa Nunes (1957) também conhecido como método brasileiro de atirantamento, foi desenvolvido pelo engenheiro Antônio Jose da

Costa Nunes em 1957, o qual, adaptou o método de Culmann (1866), a fim de obter o dimensionamento da força de ancoragem dos tirantes. Esse procedimento consiste em determinar o fator de segurança mínimo do talude a partir da coesão e o ângulo de atrito. A partir disso, determina-se a força exercida pelo tirante capaz de assegurar que o fator de segurança desejado seja alcançado (ALVES, 2014).

O método brasileiro de atirantamento baseia-se na hipótese de que a ruptura ocorra ao longo de um plano que passa pelo pé do talude (CERQUEIRA, 1978 *Apud* FIAMONCINE, 2009). No método de Culmann, determina-se o ângulo crítico de deslizamento e dimensiona-se a cortina atirantada através do método de Costa Nunes (1957).

### 2.5.2. Dimensionamento geotécnico

- Forças atuantes na cunha de deslizamento

É possível obter as expressões das forças que atuam sobre a cunha deslizante ABD que correspondem ao peso ( $P$ ) e a força mobilizada devido a coesão ( $C_d$ ) através das equações (9) e (10) (Figura 13).

$$P = \frac{\gamma LH \csc i \sin(i - \theta)}{2} \quad (9)$$

$$C_d = c_d \times L \quad (10)$$

Sendo:

$\csc i$  - cossecante do ângulo de inclinação do talude;

$\gamma$  – peso específico do solo;

$H$  – altura do talude;

$L$  – comprimento da linha de maior aclave do plano crítico de deslizamento;

$\theta$  – ângulo que delimita a cunha de ruptura.

Do triângulo formado pelas forças  $P$ ,  $C_d$  e  $R$  (resistência devido ao atrito mobilizado  $\phi_d$ ), mostradas na Figura 13, obtém-se as equações (11) e (12) pela aplicação da lei dos senos:

$$\frac{C_d}{P} = \frac{\sin(\theta - \phi)}{\cos \phi} \quad (11)$$

Substituindo  $P$  e  $C_d$ , tem-se a seguinte expressão:

$$\frac{C_d}{\gamma H} = \frac{1}{2} \times \csc i \sin(i - \theta) \sin(\theta - \phi) \sec \phi \quad (12)$$

- Ângulo crítico (formado pelo plano de deslizamento e a horizontal)

A superfície crítica que corresponde a superfície mais perigosa é definida pelo ângulo  $\phi_{crit}$ , o qual será determinado anulando-se a derivada primeira da equação (12), em relação a  $\theta$ .

Fazendo a derivada de primeira ordem em relação à  $\theta$  na equação (12), obtém-se a equação (14) do  $\phi_{crit}$  através da equação (13).

$$\frac{d\left(\frac{C_d}{\gamma H}\right)}{d\theta} = 0 \quad (13)$$

$$\phi_{crit} = \frac{i + \phi}{2} \quad (14)$$

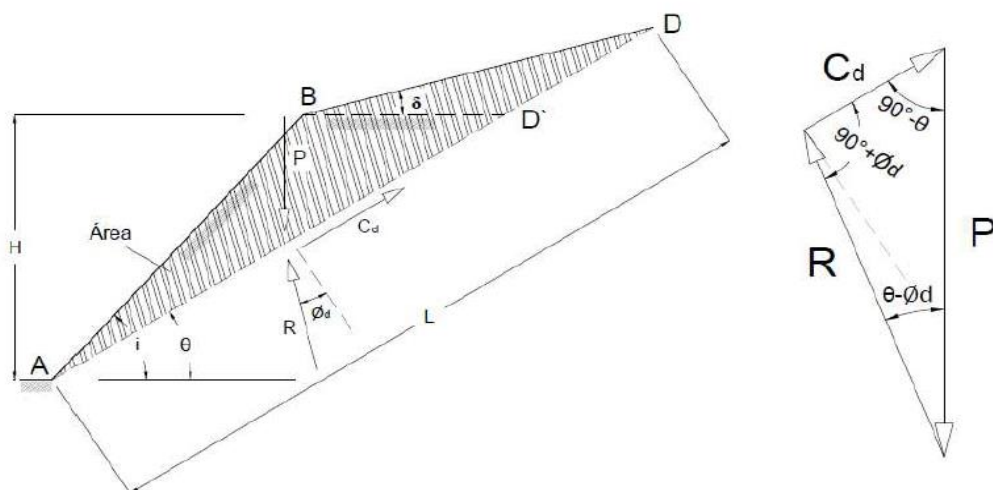


Figura 13 - Método de Culmann (Alves, 2014 Apud Caputo, 1982).



No método de Costa Nunes (1957), acrescenta-se a contribuição da projeção da força  $F$  introduzida pelo tirante. Como pode ser observado na Figura 14, a projeção de  $F$ , chamada  $F_t$  contribui para o equilíbrio do polígono de forças. Como  $F$  não está orientada na mesma direção de  $C_d$  apenas uma parcela da força  $F$  contribui para conter o talude (ALVES, 2014).

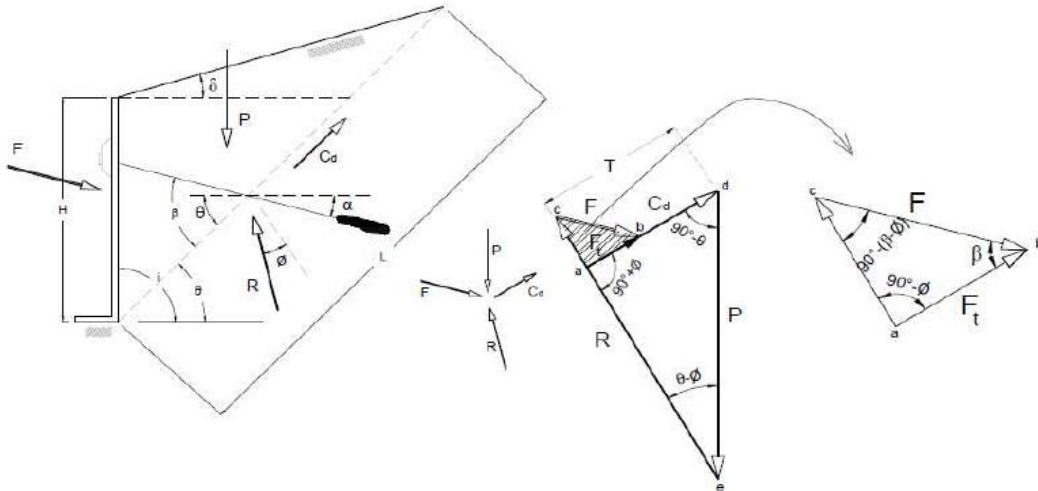


Figura 14 - Polígono de forças do método brasileiro (CAPUTO, 1982 Apud ALVES, 2014).

- Ângulo formado pelos tirantes com a superfície de deslizamento ( $\beta$ )

Para dar continuidade aos cálculos é necessário determinar o ângulo formado pelos tirantes com a superfície de deslizamento ( $\beta$ ).

Através da Figura 15, é possível determinar as equações (14) e (15):

$$\beta = \alpha + \theta \quad (14)$$

$$\beta = \alpha + \phi_{crit} \quad (15)$$

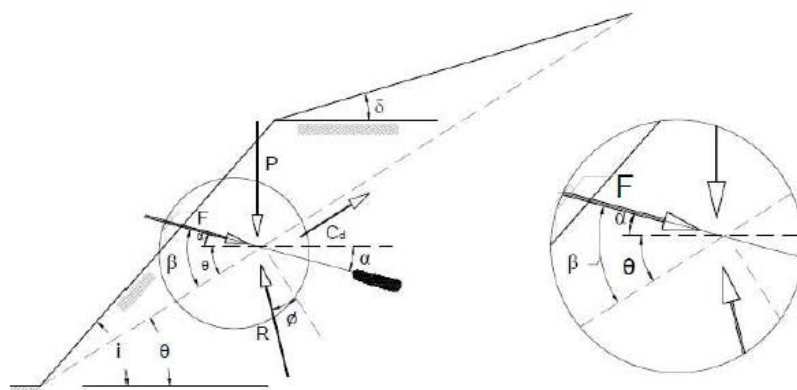


Figura 15 - Polígono de forças do método brasileiro (CAPUTO, 1982 Apud ALVES, 2014).

- Fator de segurança mínimo ( $FS_{min}$ )

O fator de segurança mínimo do talude pode ser obtido através da equação (16):

$$FS_{min} = \frac{C}{T} \quad (16)$$

Em que:

$C$  = força de coesão necessária para manter a superfície de ruptura (cunha) em equilíbrio, encontrada pela equação (17);

$T$  = tensão mobilizada.

$$C = cl \quad (17)$$

Sendo:

$c$  = a coesão do solo

$l$  = comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento

A tensão mobilizada é obtida pela equação (18) aplicando-se a lei dos senos através do triângulo representado na Figura 14.

$$\frac{T}{\sin(\theta - \phi)} = \frac{P}{\sin(90 + \phi)} \quad (18)$$

Para o ângulo de inclinação do talude ( $i$ ) igual a  $90^\circ$ , reduziu-se a função trigonométrica aplicada na equação (18) através da equação (19). Substituindo a equação (19) na equação (18), obteve-se a equação (20) referente a tensão mobilizada. Em seguida, substituiu-se a equação (20) e (17) na equação (16) e foi possível determinar o fator de segurança mínimo proposto pelo método de Costa Nunes (1957) pelas equações (21) e (22).

$$\sin(90^\circ + \phi) = \sin 90^\circ \cos \phi + \sin \phi \cos 90^\circ = \cos \phi \quad (19)$$

$$T = \frac{P \sin(\theta - \phi)}{\cos \phi} \quad (20)$$

$$FS_{\min} = \frac{cl}{\frac{P \sin(\theta - \phi)}{\cos \phi}} \quad (21)$$

$$FS_{\min} = \frac{cl \cos \phi}{P \sin(\theta - \phi)} \quad (22)$$

Para  $\theta = \phi_{crit}$ , o fator de segurança mínimo é representado pela equação (23).

$$FS_{\min} = \frac{cl \cos \phi}{P \sin(\phi_{crit} - \phi)} \quad (23)$$

Para um ângulo de inclinação diferente de  $90^\circ$ , todas as equações foram obtidas em função do ângulo  $i$ . Substituiu-se a equação (24) na equação (18) para determinar a tensão mobilizada representada na equação (25). Em seguida aplicou-se a equação (25) e (17) na equação (16) e aplicou-se  $\theta = \phi_{crit}$ , obtendo-se a equação para o fator de segurança mínimo representado pela equação (26).

$$\sin(i + \phi) = \sin i \cos \phi + \sin \phi \cos i \quad (24)$$

$$T = \frac{P \sin(\theta - \phi)}{\sin i \cos \phi + \sin \phi \cos i} \quad (25)$$

$$FS_{\min} = \frac{cl \sin i \cos \phi + \sin \phi \cos i}{P \sin(\phi_{crit} - \phi)} \quad (26)$$

- Força de ancoragem

No fator de segurança obtido pelo talude é necessário considerar a contribuição da força  $F$  do tirante, chamada de  $F_t$ . Dessa forma a tensão mobilizada é amenizada pelo acréscimo de força introduzida pelo tirante, obtendo-se um fator de segurança desejado, através da equação (27).

$$FS = \frac{C}{T - F_t} = FS_d \quad (27)$$

A relação entre o fator de segurança desejado e o fator de segurança mínimo é representado na equação (28):

$$\lambda = \frac{FS_d}{FS_{min}} \quad (28)$$

Substituindo as equações (27) e (16) na equação (28), determinaram-se as equações (29) e (30) para determinar a equação (32), referente a reação da tensão mobilizada  $T$  com a força de contribuição do tirante  $F_t$ , a partir da equação (31).

$$\lambda = \frac{\frac{C}{T - F_t}}{\frac{C}{T}} \quad (29)$$

$$\lambda = \frac{T}{T - F_t} \quad (30)$$

$$\frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{\frac{T}{T - F_t}}{\frac{F_t}{T - F_t}} \quad (31)$$

$$\frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{T}{F_t} \quad (32)$$

A força  $F_t$  é representada pela equação (33), determinada a partir do triângulo abc na figura 13, pela lei dos senos:

$$\frac{F}{\sin(90^\circ - \phi)} = \frac{F_t}{\sin[90 - (\beta - \phi)]} \quad (33)$$

Para  $i \neq 90^\circ$ , tem-se a equação (34):

$$\frac{F}{\sin(i - \phi)} = \frac{F_t}{\sin[i - (\beta - \phi)]} \quad (34)$$

Resolvendo as funções trigonométricas da equação (33), pelas equações (35), (36) e (37) quando  $i = 90^\circ$ , determina-se a equação correspondente a força de contribuição do tirante  $F_t$ , pela equação (38). Foi realizado o mesmo procedimento para se obter a força de contribuição do tirante para  $i \neq 90^\circ$ , a partir das equações (39), (40) e (41).

$$\sin[90 - (\beta - \phi)] = \sin 90^\circ \cos(\beta - \phi) + \sin(\beta - \phi) \cos 90^\circ = \cos(\beta - \phi) \quad (35)$$

$$\sin[90 - (\beta - \phi)] = \sin 90^\circ \cos(\beta - \phi) + \sin(\beta - \phi) \cos 90^\circ = \cos(\beta - \phi) \quad (36)$$

$$\sin(90 - \phi) = \sin 90^\circ \cos \phi - \sin \phi \cos 90^\circ = \cos \phi \quad (37)$$

$$F_t = \frac{F \cos(\beta - \phi)}{\cos \phi} \quad (38)$$

Para  $i \neq 90^\circ$ :

$$\sin[i - (\beta - \phi)] = \sin i \cos(\beta - \phi) + \sin(\beta - \phi) \cos i \quad (39)$$

$$\sin(i - \phi) = \sin i \cos \phi - \sin \phi \cos i \quad (40)$$

$$F_t = \frac{F \sin i \cos(\beta - \phi) + \sin(\beta - \phi) \cos i}{\sin i \cos \phi - \sin \phi \cos i} \quad (41)$$

Substituindo os valores de  $T$  e  $F_t$  das equações (20) e (38), na equação (32), determina-se a força de ancoragem  $F$ , pela equação (44) necessária para promover o aumento das forças resistivas, a partir das equações (42) e (43), de forma a obter o FSd adequado, considerando que  $\theta = \phi_{crit}$ .

$$\frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{\frac{P \sin(\theta - \phi)}{\cos \phi}}{\frac{F \cos(\beta - \phi)}{\cos \phi}} \quad (42)$$

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \times \frac{P \sin(\theta - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (43)$$

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \times \frac{P \sin(\phi_{crit} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (44)$$

A força de ancoragem  $F$  com  $i \neq 90^\circ$  foi determinada substituindo as equações (25) e (41) na equação (32), obtendo-se a equação (45), para  $\theta = \phi_{crit}$ .

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \times \frac{P \sin(\phi_{crit} - \phi) \sin(i - \phi)}{\sin(i + \phi) \sin[i - (\beta - \phi)]} \quad (45)$$

Dividindo a expressão  $\gamma H$  na equação (46), obtém-se a equação (48). Substituindo a equação (12) na (47), determina-se o fator de segurança desejado em função dos ângulos  $i$ ,  $\theta$  e  $\phi$ .

$$FS = \frac{C}{T - F_t} = \frac{C}{C_d} = FS_d \quad (46)$$

$$FS = \frac{\frac{c}{\gamma H}}{\frac{C_d}{\gamma H}} \quad (47)$$

$$FS_d = \frac{\frac{c}{\gamma H}}{\frac{1}{2} \csc i \sin(i - \theta) \sin(\theta - \phi) \sec \phi} \quad (48)$$

- Ângulo de ancoragem

Substituindo o ângulo  $\theta$  para  $\theta'$  correspondente ao ângulo de ancoragem na equação (48), obtém-se a equação (49) do FS desejado em relação ao ângulo de ancoragem. Esse ângulo  $\theta'$  divide a seção transversal do talude em duas regiões: a região que necessita de ancoragem e a outra onde a ancoragem é dispensada (Figura 16) (Danziger, 2016).

$$FS_d = \frac{\frac{c}{\gamma H}}{\frac{1}{2} \csc i \sin(i - \theta') \sin(\theta' - \phi) \sec \phi} \quad (49)$$

Para que o dimensionamento da cortina atirantada seja realizado de forma segura é preciso que o centro de ancoragem no solo seja colocado sobre ou além da superfície de deslizamento com fator de segurança desejado de pelo menos 1,5; valor recomendado pela NBR 5629/2006, sem levar em conta as forças de protensão por elas introduzidas no maciço.

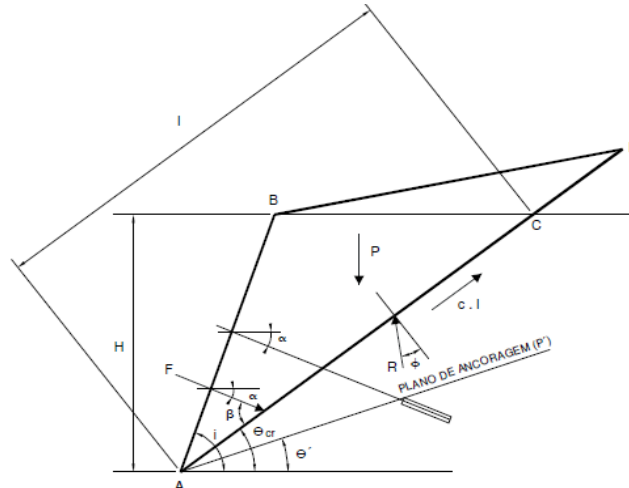


Figura 16 - Plano ancorado definido pelo ângulo de ancoragem (FIAMONCINE, 2009).

### 2.5.3. Dimensionamento dos tirantes

O dimensionamento dos tirantes deve ser realizado de acordo com a norma específica, conforme a NBR 5629/2006.

- Dimensionamento da seção do aço

A seção dos tirantes deve ser calculada a partir do esforço máximo a que ele é submetido, tomando-se como tensão admissível.

No caso de tirantes permanentes, que de acordo com a NBR 5629/2006, são tirantes utilizados para tempo superior a dois anos:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \times 0,9 \quad (50)$$

Para tirantes provisórios, ou seja, aqueles cujo seu uso é delimitado para um período inferior a dois anos:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \times 0,9 \quad (51)$$

Em que,  $f_{yk}$  é a resistência característica do aço a tração e  $\sigma_{adm}$  a tensão admissível. Segundo a NBR 5629/2006, tirantes com elementos de aço, a seção individual de cada barra, fio ou cordoalha não deve ser inferior a 50mm<sup>2</sup>.

- Número de tirantes

O  $Q_w$  que é a carga máxima do aço do tirante, depende do tipo de aço adotado para o tirante que pode ser de vários tipos como: CA 50; CA 60; DYWIDAG ST 85/105; DYWIDAG -GEWI ST 50/55, e entre outros. A tabela 2 mostra as características de alguns tipos de aços utilizados como tirantes.

O número de tirantes na vertical ( $Nt$ ) pode ser encontrado multiplicando a força de ancoragem ( $F$ ) pelo espaçamento horizontal ( $e_h$ ) e dividindo pela carga de trabalho ( $Q_w$ ) determinada na Tabela 2, referente ao tipo de aço escolhido para os tirantes (equação 52).

$$Nt = \frac{F \times e}{Q_w} \quad (52)$$

Tabela 2 - Ancoragens mais utilizadas no Brasil (Adaptada de RODRIGUES, 2011 *Apud* ORIGE, 2016).

					Ancoragens	
	Tipo	Diâmetro nominal ( $\varphi$ ) (mm)	Diâmetro mín. de perfuração recomendado (mm)	Carga limite (Qlim)	Provisória F.S=1,5 (Qw) (kN)	Definitiva F.S=1,75 (Qw) (kN)
Aço Doce	CA 50	25	75	194	130	110
Aço Doce	CA 50	32	100	258	172	147
Aço Doce	CA 60	22	75	178	118	102
Aço Doce	CA 60	25	75	232	154	132
Aço Doce	CA 60	28	100	294	196	168
DYWIDAG	GEWI-ST 50/55	32	100	300	200	170
DYWIDAG	DYWIDAG ST 85/105	32	100	606	404	346



- Comprimento do bulbo de ancoragem

O comprimento do bulbo de ancoragem é calculado conforme a carga de trabalho do tirante considerado (permanente ou provisório), como mostra a Tabela 3.

Tabela 3 - coeficientes de ancoragem (NBR 5629/2006).

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2
Areia grossa e pedregulho	1	2	3

De acordo com a NBR 5629/2006, a determinação do comprimento e seção transversal da ancoragem deve ser feita de forma experimental por meio dos ensaios básicos ou por estimativas preliminares a partir das seguintes expressões:

Para solos arenosos a resistência à tração de ancoragem pode ser obtida pela equação (53).

$$T = \sigma'_z U L_b K_f \quad (53)$$

Em que:

$\sigma'_z$  = tensão efetiva no ponto médio de ancoragem;

$U$  = perímetro médio da seção de ancoragem;

$K_f$  = coeficiente de ancoragem indicado na tabela 2;

$L_b$  = comprimento do bulbo de ancoragem.

Para solos argilosos, a resistência à tração de ancoragem é determinada pela equação (54).

$$T = \alpha U L_b S_u \quad (54)$$

Onde:

$\alpha$  = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento;

$U$  = perímetro médio da seção de ancoragem;

$S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

$L_b$  = comprimento do bulbo de ancoragem.

Para:

$S_u \leq 40 \text{ KPa}$ ,  $\alpha = 0,75$

$S_u \geq 100 \text{ KPa}$ ,  $\alpha = 0,35$

$40 \text{ KPa} \leq S_u \leq 100 \text{ KPa}$ , fazer a interpolação.

Os valores da resistência ao cisalhamento não drenado do solo também podem ser obtidos pelo gráfico representado na Figura 17.

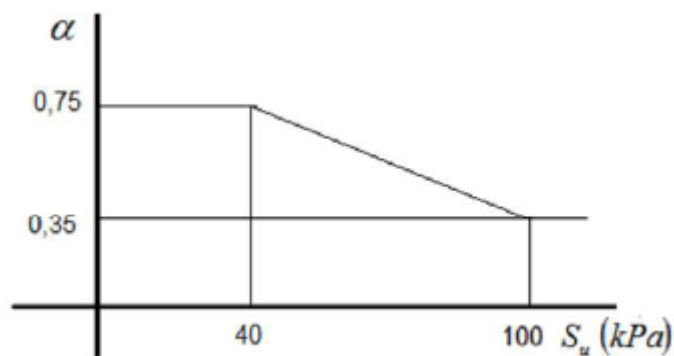


Figura 17 - Valores para a resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso (Conceição, 2015).

Ainda de acordo com a norma NBR 5629/2006:

- Não se deve executar o trecho de ancoragem do tirante em solos orgânicos moles, aterros ou solos coesivos com  $N_{SPT} < 4$  do ensaio SPT e em aterros sanitários.

- Na ancoragem em rocha: Para a resistência à tração (T), deve ser considerada o menor dos seguintes valores: 1/30 da resistência à compressão simples da rocha; 1/30 da resistência à compressão simples da argamassa.

Alves (2014), elaborou em seu trabalho o dimensionamento de três alternativas de atirantamento pelo método brasileiro, aplicadas a solos com os mesmos parâmetros, ( $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi = 25^\circ$  e  $c = 15 \text{ KPa}$ ), porém, utilizando tirantes com diferentes cargas de trabalho e variação da espessura da cortina, onde, foi avaliado a melhor alternativa financeira. A alternativa que apresentou a melhor solução foi àquela em que o tirante teve a menor carga de trabalho e menor espessura da cortina, pois, resultou em uma redução da quantidade de concreto armado. Embora a quantidade

de tirantes tenha sido aumentada devido a redução da carga de trabalho, o custo do concreto armado foi bem maior quando comparado ao custo dos tirantes.

Tabela 4 - comprimento do bulbo de ancoragem x carga de trabalho do tirante (ALVES, 2014).

Tirantes Permanentes	
$Q_w$ - Carga de trabalho (KN)	L- comprimento do bulbo de ancoragem (m)
$320 < Q_w < 380$	6
$170 < Q_w < 230$	5
$120 < Q_w < 160$	4

Dias (2016), realizou um dimensionamento de cortina atirantada para avaliar a influência da sondagem geotécnica no custo final de um empreendimento. O dimensionamento da cortina atirantada para o solo com sondagem foi realizado pelo método brasileiro de atirantamento, e apresentou o menor custo em relação ao projeto realizado sem sondagem, totalizando uma redução de 50% dos custos. O talude dimensionado pelo método de Costa Nunes apresentava características de 5 metros de altura e 50 metros de comprimento com uma sobrecarga de 20kN/m<sup>2</sup> e solo com ângulo de atrito igual 29°, coesão de 5kPa e peso específico de 16,5kN/m<sup>3</sup>. A partir do dimensionamento obteve-se um comprimento do bulbo de ancoragem de 5m e espaçamento horizontal de 3,55m.

Gurgel (2012), realizou uma simulação numérica bidimensional baseada no método dos elementos finitos para analisar o comportamento de cortinas atirantadas com estacas aplicada em solo arenoso. Para análise do projeto geotécnico, o autor utilizou o programa de elementos finitos Plaxis 2D que não permite valores nulos do parâmetro de coesão. Sendo assim, foi adotado para o dimensionamento um valor mínimo de coesão de 1kPa.

#### 2.5.4. Dimensionamento estrutural da cortina atirantada

O dimensionamento da cortina será efetuado de acordo com a NBR 6118/2014, considerando a face da cortina uma laje lisa.

Nesse dimensionamento considera-se a laje apoiada sobre apoios (pilares) sem capitéis (extremidade superior de um pilar que transmite os esforços para o fuste).

Segundo a NBR 6118/2014, a análise estrutural deve ser feita utilizando procedimento numérico apropriado, ou seja, por diferenças finitas, elementos finitos ou de contorno. Em casos onde os pilares são dispostos de forma regular os esforços podem ser determinados a partir do processo elástico aproximado, com redistribuição. Isso implica em adotar em cada direção, pórticos variados, a fim de, determinar os esforços solicitantes (Figura 18). Em cada pórtico é calculado a carga total e os momentos são distribuídos em cada direção da seguinte maneira:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

Nesse dimensionamento deve-se considerar os momentos de ligação e logo após verificar o puncionamento.

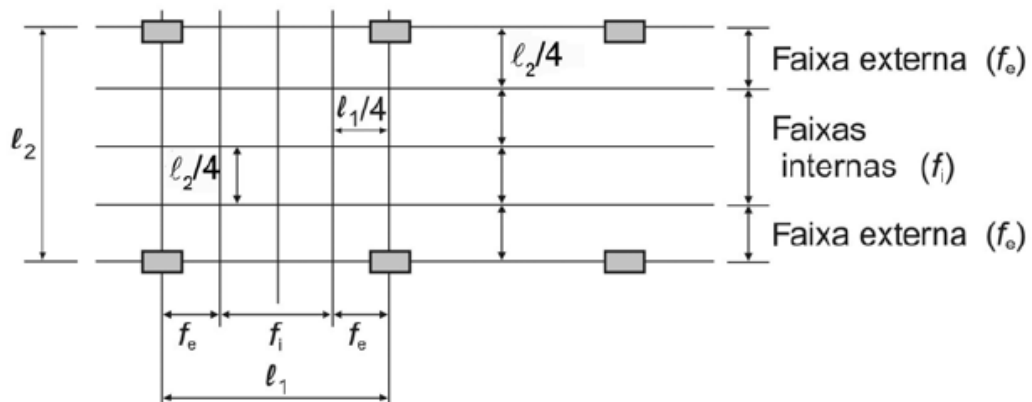


Figura 18 - Faixas de lajes para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos (NBR 6118/ 2014).

A distribuição dos momentos fletores por metro é realizada pela divisão dos momentos pelas larguras das faixas externa e interna indicadas na Figura 1. Esses momentos por faixa de largura são obtidos a partir das equações (55), (56), (57) e (58).

Para o momento negativo:

- Faixa externa:

$$M_{(-)}^* = \frac{37,5\% \times M_{(-)}}{l_y/4} \quad (55)$$

-Faixa interna:

$$M_{(-)}^* = \frac{25\% \times M_{(-)}}{l_y/2} \quad (56)$$

Para o momento positivo:

- Faixa externa:

$$M_{(+)}^* = \frac{27,5\% \times M_{(+)}}{l_y/4} \quad (57)$$

- Faixa interna:

$$M_{(+)}^* = \frac{45\% \times M_{(+)}}{l_y/2} \quad (58)$$

- Cálculo da área do aço

Uma vez determinado os momentos positivos e negativos nas vigas horizontal e vertical, deve-se calcular a área do aço, a partir dos valores do KMD, pelas equações (59) e (60).

Os valores de cobrimento nominal, KMD, área da barra de aço e área mínima foram determinados nos quadros em ANEXO (Quadro 1, Quadro 2, Quadro 3, Quadro 4 e Quadro 5).

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \quad (59)$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \times d \times f_s} \quad (60)$$

Em que:

$M_d$  = Momento de Cálculo

$b_w$  = largura da viga

$d$  = Altura útil da viga

$f_{cd} = f_{ck}/1,4$

$A_s$  = área de aço

$KZ$  = parâmetro que é função do domínio de cálculo

$f_{yk}$  = tensão de escoamento característico do aço

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$

$\gamma_s = 1,15$  fator de minoração da resistência do aço.

A altura útil, a área de aço mínima, o número de barras e o espaçamento são obtidos a partir das equações (61), (62), (63) e (64).

$$d = h - \left( c + \frac{\phi}{2} \right) \quad (61)$$

Sendo:

$d$  a altura útil da viga;

$h$  é a altura da viga;

$c$  o cobrimento necessário para viga;

$\phi$  o diâmetro da barra longitudinal;

A área mínima exigida para  $f_{cd} = 20MPa$  é obtida pela equação (62):

$$A_{s_{min}} = 0,0015 \times b_w \times h \quad (62)$$

O número de barras necessárias será determinado pela equação (63) e o espaçamento entre elas pode ser identificado pela equação (64).

$$N = \frac{A_s}{A_{barra}} \quad (63)$$

$$s = \frac{b_w - (N \times \phi)}{(N - 1)} \quad (64)$$

- Verificação ao puncionamento

O dimensionamento das lajes à punção consiste na verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies definidas no contorno da força concentrada. Realiza-se as verificações nas superfícies críticas de contorno do pilar  $C$ ,  $C'$  e  $C''$  da força concentrada.

Na superfície crítica de contorno  $C$  analisa-se indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto pela tensão de cisalhamento. Na superfície crítica

de contorno  $C'$  da força concentrada distante  $2d$  (altura útil da laje) da sua face, verifica-se a capacidade de ligação à punção, associada a resistência à tração diagonal e por último, verifica-se a superfície crítica de  $C''$  caso seja necessária a armadura transversal.

A geometria da punção pode ser observada na Figura 19. A Tensão solicitante na superfície crítica C é obtida pela equação (65). O perímetro do contorno crítico C pode ser identificado pela equação (66) e o perímetro do contorno crítico  $C'$  pela equação (67), a partir da equação (68). A altura útil do contorno crítico  $C'$  é obtido pela equação (69).

$$\tau_{SDC} = \frac{F_{SD}}{ud} \quad (65)$$

Em que:

$\tau_{SDC}$ - Tensão solicitante de cálculo na superfície crítica C;

$F_{SD}$ - Força ou reação concentrada, de cálculo;

$u$ - Perímetro do contorno crítico;

$d$ - Altura útil da laje ao longo do contorno crítico  $C'$ , externo ao contorno C da área de aplicação da força e deste distante  $2d$  no plano da laje.

$$u = 4d \quad (66)$$

$$u = 2\pi R \quad (67)$$

$$R = \frac{2d + d + 2d}{2} = \frac{5d}{2} \quad (68)$$

$$d = \frac{d_x d_y}{2} \quad (69)$$

Em que:

$R$  é o raio de contorno da superfície crítica  $C'$ ;

$d_x$  e  $d_y$  são as alturas úteis nas direções ortogonais.

A tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C é calculada pela equação (70), através da equação (71).

$$\tau_{SDC} < \tau_{RD2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (70)$$

Em que:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.} \quad (71)$$

A tensão resistente na superfície crítica C' é determinada a partir da equação (72).

$$\tau_{SDC} < \tau_{RD1} = 0,13 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} \quad (72)$$

Em que:

$\rho$  - taxa geométrica de armadura de flexão aderente calculada pela equação (73).

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (73)$$

A armadura de colapso progressivo deve obedecer a equação (74).

$$A_s \geq \frac{F_{SD}}{f_{yd}} \quad (74)$$

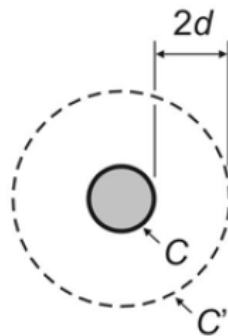


Figura 19- Perímetro crítico em pilares circulares (NBR 6118/2014).



### 3. METODOLOGIA

Esse trabalho está embasado na análise comparativa do dimensionamento de cortina atirantada aplicada a taludes com mesmas características geométricas, mas constituídos por solos diferentes. Primeiramente, verifica-se o mecanismo provocado pelo método de contenção em um solo constituído de areia argilosa, e em seguida analisa-se a situação para perfil constituído com solo de areia pura.

O talude em estudo está sujeito a um carregamento adicional devido a construção de uma galeria de lojas e apresenta características apresentadas na Tabela 5. As características dos solos foram estabelecidas a partir de referências bibliográficas, como mostram as Tabela 6 e Tabela 7.

A identificação da estabilidade do talude foi realizada pelo método de Fellenius através do software *GeoSlope 2018*, o que confirma a necessidade de inserção de reforço para garantir a estabilização.

Uma vez detectada a necessidade de contenção do talude nos dois tipos de solo (areia argilosa e areia pura), a cortina atirantada foi dimensionada de forma a garantir a segurança do talude para os dois casos. Essa análise dos cálculos visa fornecer informações acerca da força provocada pelos tirantes através dos bulbos de ancoragem para os diferentes tipos de solo em estudo.

O carregamento correspondente a uma galeria de lojas, de acordo com a NBR 6120/1980, é de  $3\text{kN/m}^2$ , porém foi utilizada uma sobrecarga de  $10\text{kN/m}^2$  prevendo situações mais críticas durante a execução. Foi considerado a galeria de lojas com medidas de 14 m por 20 m (Figura 8).

Para o dimensionamento dos tirantes será utilizada barras de aço dos sistemas GEWI ST 50/55 com diâmetro de 32mm fornecidos pela empresa Protendidos DYWIDAG do grupo DSI (DYWIDAG- Systems Internacional). A Protendidos DYWIDAG fornecem aços protendidos muito utilizados mundialmente para obras de cortinas atirantadas. O sistema GEWI apresenta barras e componentes de ancoragem com capacidade bastante elevada (Catálogos DYWIDAG).

Segundo Alves (2014), o cálculo para o comprimento do bulbo de ancoragem também pode ser determinado de acordo com a carga de trabalho do tirante. Para tirantes permanentes e para fins de cálculo o comprimento do bulbo pode ser identificado pela Tabela 4. Onde, serão admitidos como usuais e adotados como

exemplo para desenvolvimento deste trabalho, devido se tratar de um talude fictício, no qual, não foi possível obter ensaios para determinar a resistência não drenada dos solos.

Tabela 5 - Características do solo de areia argilosa.

Características do solo	
Tipo	Areia argilosa
Ângulo de atrito ( $^{\circ}$ )	33
Coesão (kPa)	14
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	19

Tabela 6 - Características do solo de areia pura.

Características do solo	
Tipo	Areia argilosa
Ângulo de atrito ( $^{\circ}$ )	39
Coesão (kPa)	0
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	23

Tabela 7 - Características do talude em estudo.

Caraterísticas geométricas do talude	
Comprimento (m)	14
Altura (m)	7
Inclinação ( $^{\circ}$ )	84,29

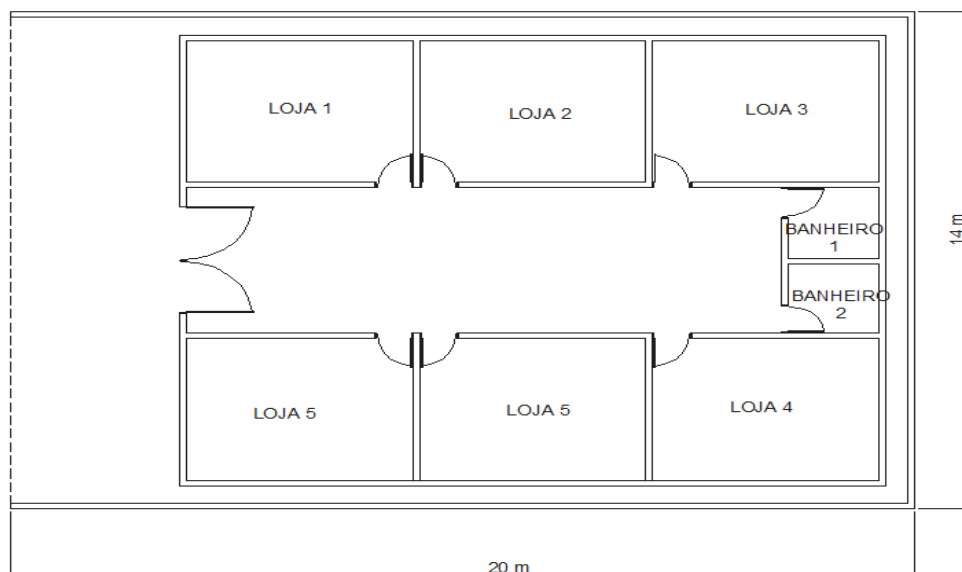


Figura 20 – Planta baixa da construção da galeria de lojas.

#### 4. AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE

Para determinar o coeficiente de segurança do talude, utilizou-se o software *GeoSlope 2018*, onde foi obtido os valores de FS utilizando o método de Fellenius.

Para o talude com características geométricas de 7 metros de altura e 20 metros de base, constituído por material de areia-argilosa apresentadas na Tabela 4, identificou-se um fator de segurança de 0,95, ou seja, menor que o mínimo permitido que seria de 1,0 (Figura 21).

O mesmo procedimento repetiu-se para o talude composto com solo arenoso com características indicadas na Tabela 5. Para esta situação, o fator de segurança foi de 0,67. O talude apresentou as mesmas características geométricas e mesmo valor de sobrecarga utilizado na situação anterior para areia argilosa (Figura 22).

Esse resultado foi realizado para as características geométricas de um talude hipotético, considerando-se a largura da base de 20 m, que equivale ao comprimento da galeria de lojas.

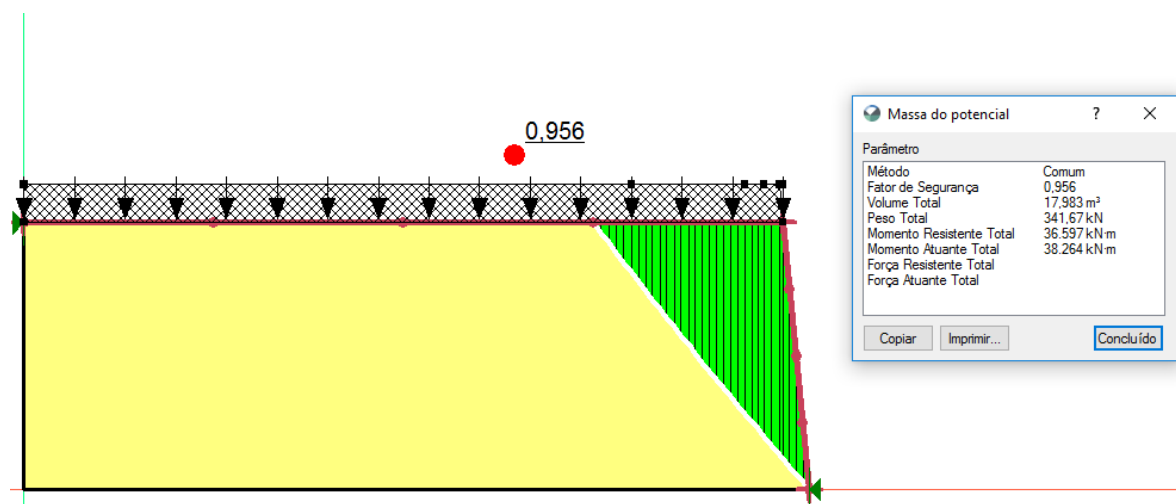


Figura 21 - Análise da estabilidade do talude com areia argilosa.

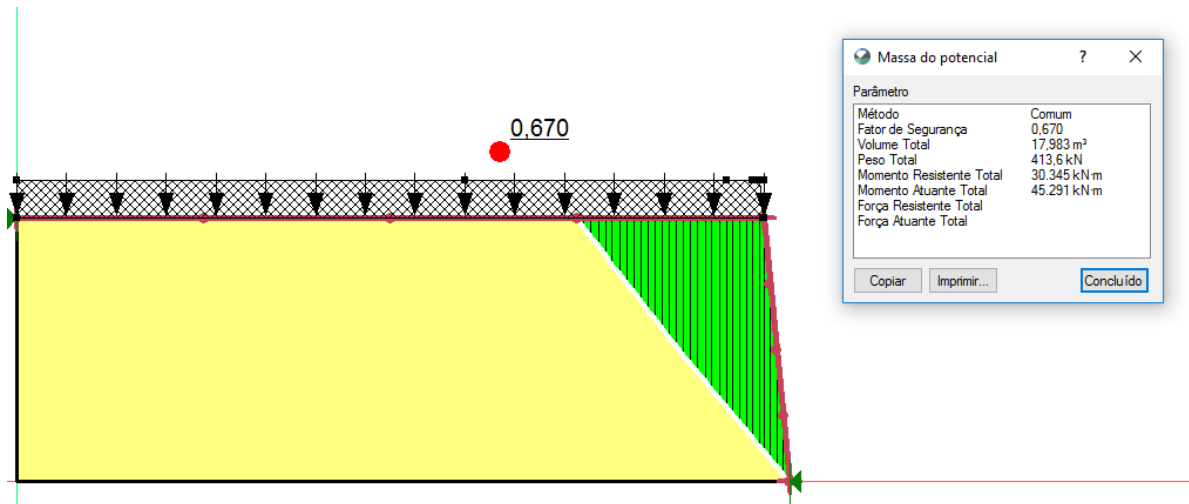


Figura 22 - Análise da estabilidade do talude com areia.

Para os taludes analisados, ambos os testes apresentaram fator de segurança menor que 1,0, indicando a necessidade de uma intervenção na estrutura para garantir a sua estabilidade.

## 5. DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO EM CORTINA ATIRANTADA EM SOLO DE AREIA ARGILOSA

### 5.1. Dimensionamento geotécnico

O dimensionamento da cortina atirantada foi realizado através do Método de Costa Nunes (1957), também conhecido como método brasileiro.

- Pela equação (14) determinou-se o ângulo crítico (formado pelo plano de deslizamento e a horizontal)

$$\phi_{crit} = \frac{84,29^\circ + 33^\circ}{2}$$

$$\phi_{crit} = 58,64^\circ$$

- Dimensões da cunha de ruptura

Para determinar os valores dos ângulos e dimensões da cunha de ruptura ( $L$  e  $X$ ), utilizou-se o programa AutoCad2010 (Figura 23).

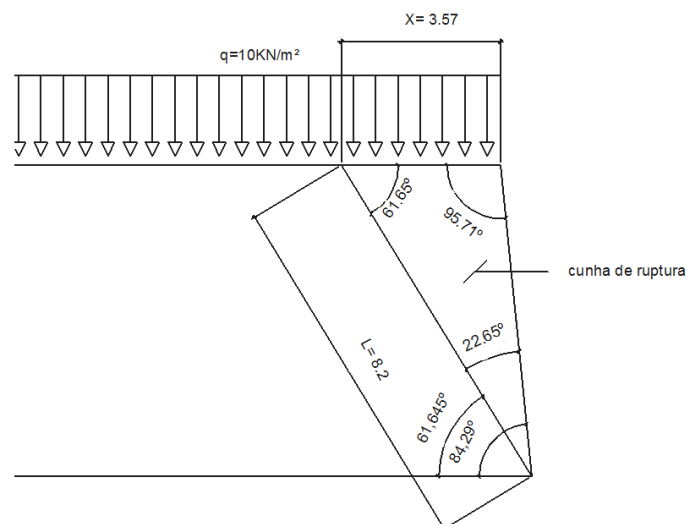


Figura 23 - Características geométricas da cunha de ruptura.

Os valores encontrados para a seção triangular da cunha de ruptura foi de: base ( $L$ ) igual a 8,2m e lado ( $X$ ) igual a 3,57m.

- Ângulo formado pelos tirantes com a superfície crítica de deslizamento ( $\beta$ )

Segundo Teixeira (2011), adota-se o ângulo entre os tirantes e a horizontal ( $\alpha$ ) como sendo de  $15^\circ$  para que seja facilitada a execução dos tirantes, de forma a permitir o preenchimento do furo com nata de cimento para o recobrimento dos tirantes por gravidade. Utilizou-se a equação (15) para a sua determinação.

$$\beta = \alpha + \phi_{crit}$$

$$\beta = 15^\circ + 58,64^\circ$$

$$\beta = 73,64^\circ$$

- Forças atuantes na cunha de deslizamento

A área total da cunha foi obtida pela delimitação da região de deslizamento no software AutoCad2010, através da Figura 24. O peso total referente ao peso da cunha e sobrecarga foram determinados através das equações (75) e (76).

$$P = P_{cunha} + P_{sobrecarga} \quad (75)$$

$$P = Area_{cunha} \times \gamma + q \times X \quad (76)$$

$$P = 12,48 \times 19 + 10 \times 3,57 = 272,82 \text{ KN}$$

- Aplicando a equação (26) foi determinado o fator de segurança mínimo ( $FS_{mín}$ ):

$$FS_{mín} = \frac{14 \times 8,2 \times \sin 84,29^\circ \times \cos 33^\circ + \sin 33^\circ \times \cos 84,29^\circ}{272,82 \times \sin(58,64^\circ - 33^\circ)}$$

$$FS_{mín} = 0,812$$

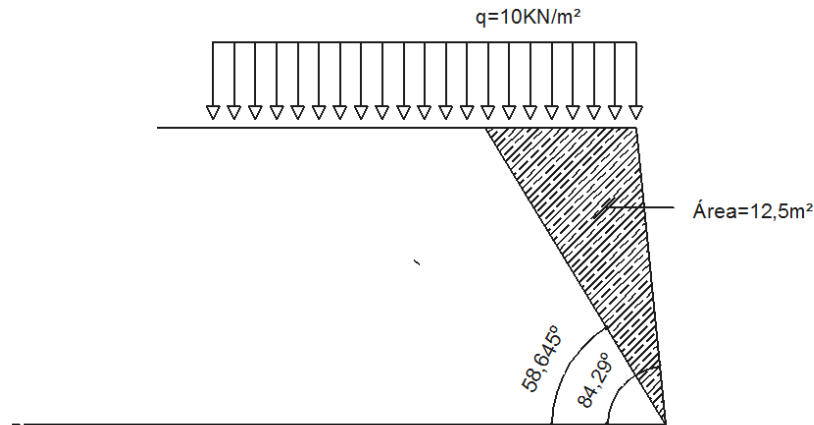


Figura 24 - Área da cunha de ruptura.

- Para a força de ancoragem utilizou-se as equações (28) e (45):

O valor de  $FS_d$  recomendado pela NBR 5629/2006, para tirantes definitivos é de 1,75. Esse valor é indicado para que o dimensionamento da cortina atirantada seja realizado de forma segura garantido que o centro de ancoragem no solo seja colocado sobre ou além da superfície de deslizamento.

$$FS_d = 1,75$$

$$\lambda = \frac{1,75}{0,812} = 2,15$$

$$F = \frac{2,15 - 1}{2,15} \times \frac{272,82 \times \sin(58,64^\circ - 33^\circ) \times \sin(84,29^\circ - 33^\circ)}{\sin(84,29^\circ + 33^\circ) \times \sin[84,29^\circ - (73,64^\circ - 33^\circ)]}$$

$$F = 80,32 \text{ KN}$$

- Ângulo de ancoragem foi obtido pela equação (49), uma vez que o  $FS_d = 1,75$ .

$$1,75 = \frac{\frac{14}{19 \times 7}}{\frac{1}{2} \csc 84,29^\circ \times \sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 33^\circ) \times \sec 33^\circ}$$

$$1,75 \times \frac{1}{2} \csc 84,29^\circ \times \sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 33^\circ) \times \sec 33^\circ = \frac{14}{19 \times 7}$$

$$0,88 \times \sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 33^\circ) = 0,105$$

$$\sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 33^\circ) = 0,119$$

Por tentativas, determinou-se o valor de  $\theta'$  atribuindo valores para o ângulo e observando qual deles o valor da expressão acima se aproximou mais a 0,119, como mostra a tabela 8.

Tabela 8 – Determinação do ângulo de ancoragem ( $\theta'$ ).

$\theta'$	$\sin \theta' \times (0,8842 \cos \theta' + 0,4556 \sin \theta')$
33°	0
40°	0,085
45°	0,13
43°	0,114
43,5°	0,119

Percebe-se que para o ângulo de 43,5° foi obtido um valor mais próximo da expressão, sendo, portanto, o ângulo de ancoragem.

$$\theta' = 43,5^\circ$$

O ângulo de ancoragem determina a localização onde o bulbo de ancoragem deve estar situado para garantia de que o reforço seja inserido em solo resistente, ou seja, além da superfície de ruptura (Figura 25).

A barra adotada para execução dos tirantes foi a do sistema GEWI ST 50/55 com diâmetro de 32mm, com carga máxima de trabalho de 170 kN, para tirantes permanentes como pode ser observado na Tabela 1.



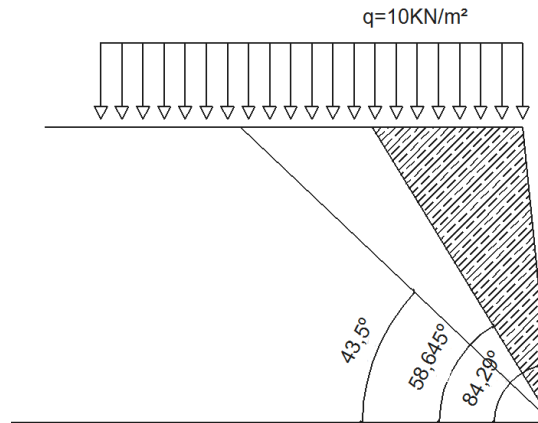


Figura 25 - Ângulo de ancoragem em solo de areia argilosa.

## 5.2. Dimensionamento dos tirantes

A seção de aço dos tirantes para o tipo de aço considerado GEWI ST 50/55 apresenta área de  $804\text{mm}^2$  (Quadro 7 em ANEXO). Valor maior que o mínimo exigido pela NBR 5629/2006 de  $50\text{mm}^2$ .

Adotou-se para o espaçamento horizontal um valor de 3,5m para uma melhor distribuição dos tirantes na face da cortina, resultando em 4 tirantes na faixa horizontal. A partir desse dado aplicou-se a equação (52) e identificou-se a quantidade de tirantes dispostos na vertical.

$$N_t = \frac{80,32 \times 3,5}{170} = 1,65$$

Dessa forma, arredondando o valor encontrado, utilizou-se duas faixas de tirantes na vertical. Considerando o espaçamento inicial vertical e horizontal em relação ao topo da cortina de 1,75m, obteve-se um espaçamento vertical entre os tirantes de 3,5m (Figura 26).

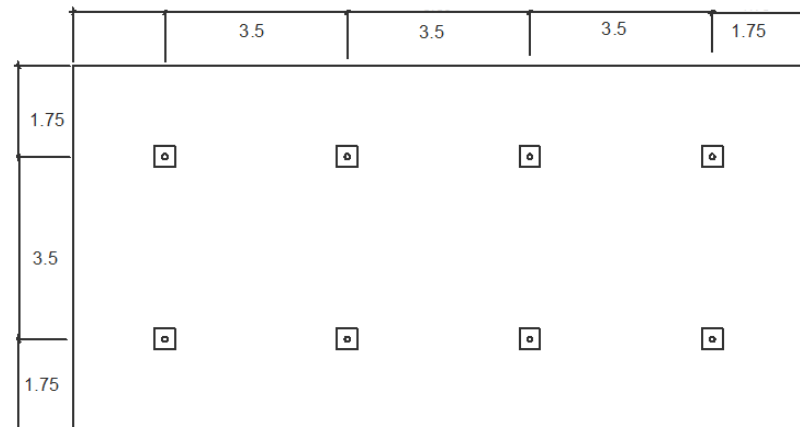


Figura 26 - Modelo do painel adotado para a face da cortina e os espaçamentos entre os tirantes.

- Comprimento de ancoragem e comprimento total dos tirantes

Para determinar o comprimento de ancoragem, utilizou-se o tirante constituído pelo aço GEWI ST 50/55 com carga de trabalho correspondente a 170kN. Como se trata de um talude fictício, não se obteve os valores de  $N_{SPT}$  correspondente aos solos de areia argilosa. Dessa forma, não foi possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenado dos solos, impossibilitando o uso da norma NBR 5629/1996, para o cálculo do comprimento de ancoragem.

Segundo Alves (2014), o comprimento do bulbo de ancoragem pode ser obtido a partir do trabalho da força dos tirantes (Tabela 4). Na pesquisa do autor, foi utilizado essa relação para determinar o comprimento de ancoragem em um solo com as seguintes características: ângulo de atrito de  $30^\circ$ , coesão de  $15 \text{ kN/m}^2$  e peso específico de  $16 \text{ kN/m}^3$ .

Dessa forma, para a carga do tirante escolhido no dimensionamento desse trabalho (170kN), obteve-se um comprimento de ancoragem necessário de 5,0m. De acordo com a NBR 5629/2006, os tirantes de proteção classe 2, contra corrosão para meio não agressivo devem garantir um recobrimento mínimo de 2 cm de aglutinante para tirantes permanentes.

A partir desses dados, determinou-se o comprimento total do tirante pela equação (77), uma vez que, já foi encontrado o ângulo de ancoragem, o qual determina a região onde o bulbo de ancoragem deve estar situado.

O comprimento do trecho livre equivale ao valor do comprimento do tirante da face do talude até o plano de ancoragem. O comprimento livre ( $L_1$ ) corresponde a 3 m, pois, é o valor mínimo exigido pela NBR 5629/2006.

$$L_T = L_{ancoragem} + L_{trecho\ livre} \quad (77)$$

$$L_1 = 3 + 5 = 8m$$

$$L_2 = 5 + 4,27 = 9,54m$$

Utilizou-se para  $L_2$  um comprimento de 10m pela maior facilidade de encontrar um tirante comercial com essa medida (Figura 27).

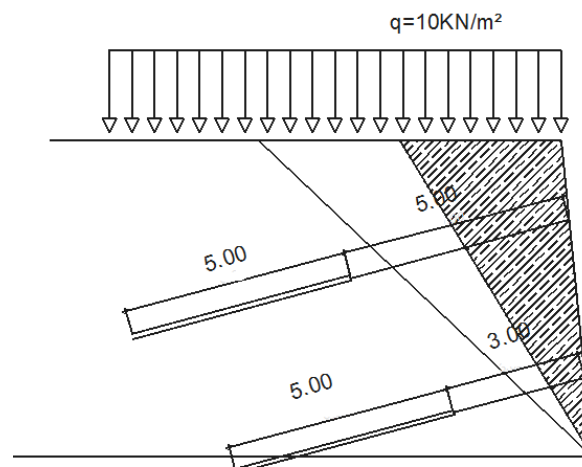


Figura 27 - Corte com comprimento de ancoragem de 5m situados na área delimitada pelo ângulo de ancoragem.

- Sistema de drenagem

Como o talude analisado não possui presença de nível d'água, e com a impermeabilização do plano superior resultante da construção da galeria de lojas, não foi preciso instalar sistemas de drenagens profundas. Aplicaram-se drenos de face do tipo barbacãs, para evitar o acúmulo de água na face da contenção e canaletas para impedir o acúmulo de água no topo do talude (Figura 28) e (Figura 29).

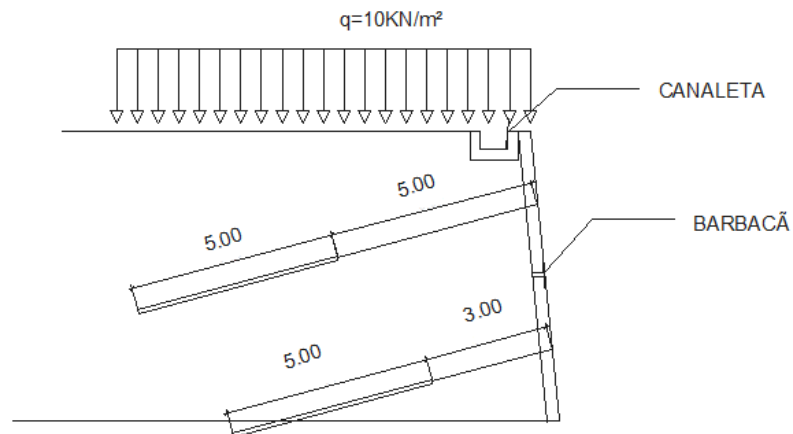


Figura 28 - corte com comprimento de ancoragem de 5m.

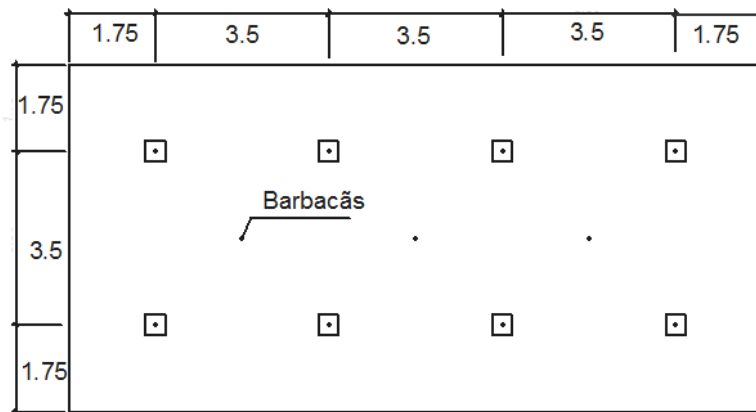


Figura 29 – Face da cortina atirantada com sistema de drenagem do tipo barbacãs.

### 5.3. Dimensionamento estrutural da cortina atirantada

O dimensionamento da cortina será efetuado de acordo com a NBR 6118/2014, considerando a cortina como sendo uma laje lisa.

O cálculo das armaduras longitudinais foi realizado dividindo a cortina ancorada em vigas horizontais e vigas verticais, em que será considerado a linha de tirantes como apoios do 2º gênero, os quais possibilitarão a rotação no ponto de apoio e delimitarão os deslocamentos verticais e horizontais (Figura 30). A linha tracejada na Figura 30 delimita a largura das vigas. O  $f_{ck}$  utilizado para o dimensionamento da laje foi de 20MPa e o aço utilizado para as barras foi o CA-50.

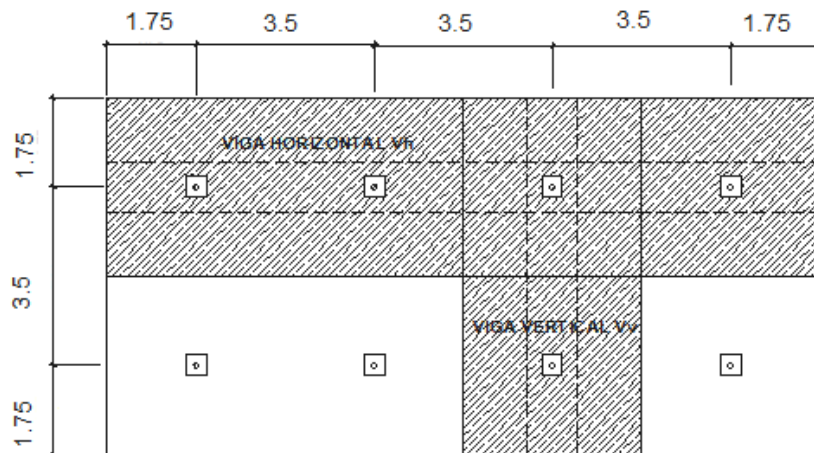


Figura 30 - Áreas de influência dos esforços para o dimensionamento das vigas horizontal e vertical.

- Carregamento dos tirantes no painel da cortina atirantada

Para determinar o carregamento causado pelos tirantes na face da cortina, primeiramente, determina-se o carregamento que atinge a face ortogonalmente, pela decomposição das cargas na seção transversal do talude representado na Figura 31. Para isso, inicialmente calculou-se a carga horizontal em relação a inclinação do tirante  $15^\circ$  e logo após o carregamento ortogonal a face.

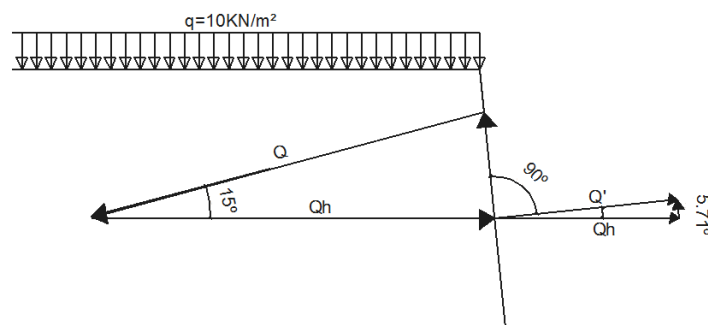


Figura 31 - Decomposição dos esforços do tirante na face da cortina para determinar a força ortogonal  $Q'$ .

Como o ângulo do tirante com a horizontal corresponde a  $15^\circ$ , tem -se o esforço na horizontal pela equação (77):

$$Q_h = Q \times \cos 15^\circ \quad (77)$$

$$Q_h = 170 \times \cos 15^\circ$$

$$Q_h = 164,21kN$$

Porém, como o talude possui uma inclinação de  $84,29^\circ$ , ainda é preciso decompor novamente o carregamento, para obter o carregamento ortogonal referente ao painel, através da equação (78).

$$Q_h' = Q_h \times \cos 5,71^\circ \quad (78)$$

$$Q_h' = 163,4kN$$

Como trata-se de uma face com dimensões de 14m de comprimento e 7m de altura, o carregamento de todos os tirantes pela área da face corresponde a equação (79):

$$q = \frac{N_{tirantes} \times Q_h}{A} \quad (79)$$

Em que:

$q$ - carga a ser distribuída no painel;

$N_{tirantes}$  - número de tirantes no painel;

$Q_h$  - carga de trabalho do tirante aplicada ortogonalmente ao painel;

$A$  - área do painel.

$$q = \frac{8 \times 163,4}{14 \times 7}$$

$$q = 13,34kN/m^2$$

A carga a ser distribuída na viga horizontal é determinada pela seguinte equação (80), sendo  $s$  o espaçamento entre os tirantes, que pode ser na direção vertical como na horizontal.

$$Q = q_d \times s \quad (80)$$

$$Q_{h1} = 13,34 \times 3,5 = 46,69kN/m$$

Para a viga vertical:

$$Q_v = 13,34 \times 3,5 = 46,69 \text{ kN/m}$$

Utilizou-se o software FTOOL, para verificação dos momentos. As Figuras 33 e 36 mostram os carregamentos nas vigas horizontal e vertical respectivamente. As Figuras 34 e 37 apresentam os diagramas dos esforços cortantes para a viga horizontal e vertical e as Figuras 35 e 38 os diagramas dos momentos fletores para as vigas horizontal e vertical.

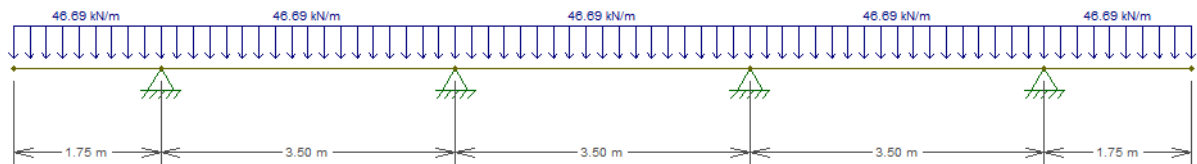


Figura 33 - Carregamento na viga horizontal.

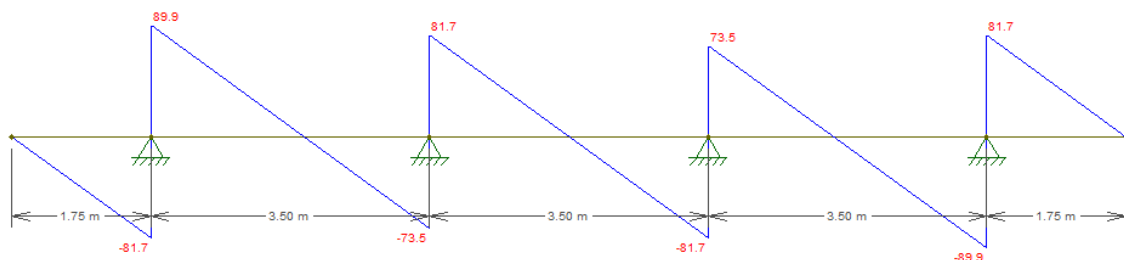


Figura 34 - Diagrama do esforço cortante da viga horizontal.

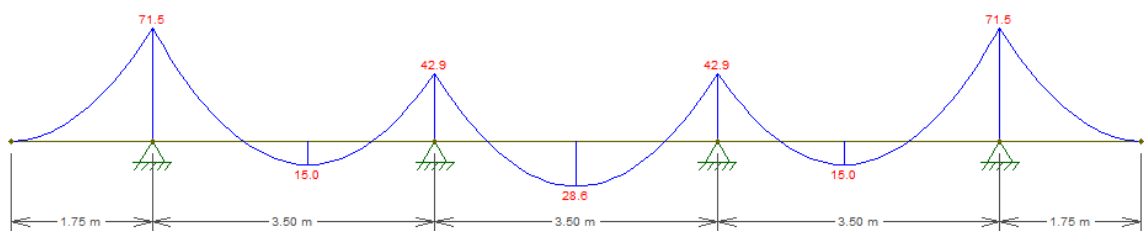


Figura 35 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal.

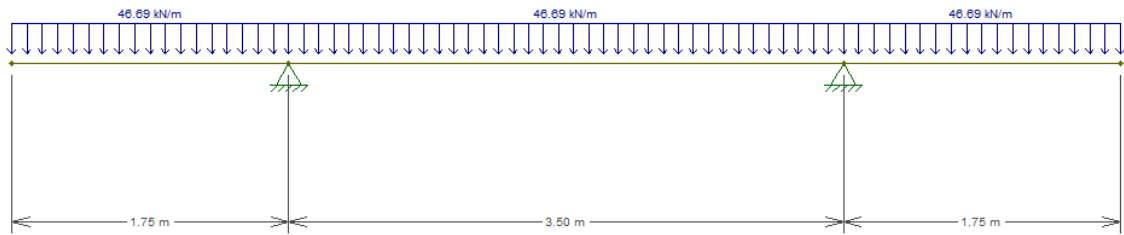


Figura 36 - Carregamento na viga vertical.

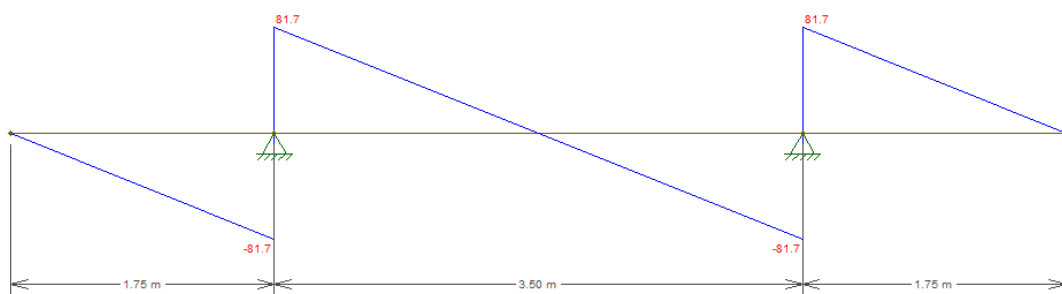


Figura 37 - Diagrama do esforço cortante da viga vertical.

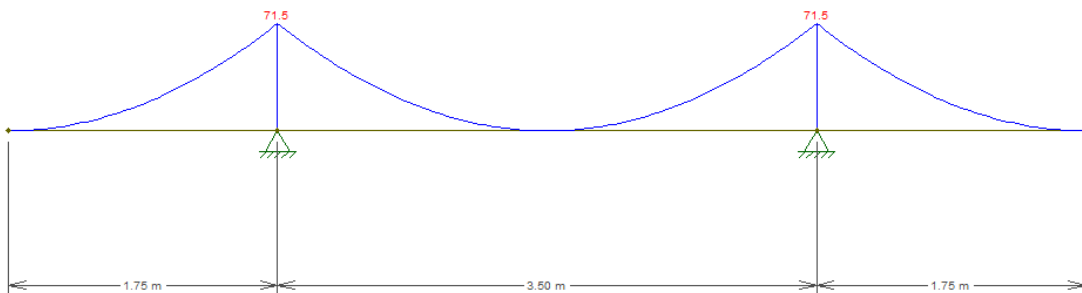


Figura 38 - Diagrama do momento fletor da viga vertical.

Os momentos máximos negativo e positivo encontrados nos diagramas apresentados nas Figuras 35 e 38 das vigas horizontal e vertical, estão apresentados na Tabela 9, onde foi realizado a majoração exigida pela NBR 6118/2014.

Tabela 9 - Momentos máximos das vigas horizontal e vertical.

Momentos máximos	$M_k^+$ (kN.m)	$M_d^+$ (kN.m)	$M_k^-$ (kN.m)	$M_d^-$ (kN.m)
Viga horizontal	28,6	40,04	71,5	100,1
Viga vertical	0	0	71,5	100,1



A distribuição dos momentos pelas das faixas de largura definidas pela NBR 6118/2014, foi realizado pelas equações (55), (56), (57) e (58). A Tabela 10 apresenta os valores dos momentos fletores na viga horizontal e a Tabela 11 os momentos fletores na viga vertical.

Tabela 10 - Distribuição dos momentos na viga horizontal por faixa de largura.

	Momento (kN.m/m)	$l_y = s_h$ (m)	Momentos na faixa externa (kN.m/m)	Momentos na faixa interna (kN.m/m)
Negativo	100,1	3,5	42,9	14,3
Positivo	40,04	3,5	12,58	10,29

Tabela 11 - Distribuição dos momentos na viga vertical por faixa de largura.

	Momento (kN.m/m)	$l_y = s_v$ (m)	Momentos na faixa externa (kN.m/m)	Momentos na faixa interna (kN.m/m)
Negativo	100,1	3,5	42,9	14,3
Positivo	0	3,5	0	0

Os momentos máximos obtidos nas vigas horizontal e vertical são mostradas na Tabela 12.

Tabela 12 - Momentos máximos das vigas horizontal e vertical.

Vigas	Momentos máximos	
	$M_{max}^+$ (kN.m)	$M_{max}^-$ (kN.m)
Horizontal	31,46	42,9
Vertical	0	42,9

- Cálculo da área do aço na viga horizontal

De acordo com a NBR 6118/ 2014, o limite mínimo da espessura de lajes lisas é de 16cm. Dessa forma, utilizou-se uma espessura de 30cm para os cálculos, uma vez que, vários autores que realizaram o dimensionamento de cortina atirantada tomaram esse valor como espessura inicial.

Para o cálculo da altura útil, foi considerado classe de agressividade II, cobrimento nominal igual a 3,0cm, base da viga igual a 1m e foi adotado um diâmetro da barra de CA 50 igual a 16mm para os momentos negativos e diâmetro de 10mm para os momentos positivos. De acordo com o Quadro 5 em ANEXO, a barra de 16mm apresenta área de aço de 2cm<sup>2</sup> e a barra de 10mm apresenta área de 0,8cm<sup>2</sup>.

Utilizando as equações (61), (62), (59), (60), (63) e (64), respectivamente foi possível calcular os valores da altura útil, área de aço mínima, KMD, área de aço, número de barras e o espaçamento entre as barras para as vigas horizontal e vertical. Esses valores são mostrados na Tabela 13 para a viga horizontal e na Tabela 14 para a viga vertical.

Tabela 13 - Parâmetros de dimensionamento do aço na viga horizontal.

	$M_{(-)} = 42,9KN.m$	$M_{(+)} = 31,46 KN.m$
d (m)	0,262	0,265
bw (m)	1	1
KMD	0,044	0,031
Kz	0,9697	0,9759
As (cm <sup>2</sup> )	3,91	2,79
As,min (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5
As, utilizado(cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5
∅ (mm)	16	10
As,barra (cm <sup>2</sup> )	2	0,8
N	3	6
S (cm)	47	18
S utilizado	20	18
N total	6	6

Tabela 14 - Parâmetros de dimensionamento do aço na viga vertical.

	$M_{(-)} = 42,9 \text{ KN.m}$	$M_{(+)} = 0$
d (m)	0,262	-
bw (m)	1	-
KMD	0,044	-
Kz	0,9697	-
As (cm <sup>2</sup> )	3,91	-
As,min (cm <sup>2</sup> )	4,5	-
As, utilizado(cm <sup>2</sup> )	4,5	-
∅ (mm)	16	-
As,barra (cm <sup>2</sup> )	2	-
N	3	-
S (cm)	47	-
S utilizado	20	-
Ntotal	6	-

Para determinar a quantidade total das barras distribuídas nas direções x e y na laje, empregou-se os espaçamentos obtidos nas Tabelas 13 e 14 para as vigas vertical e horizontal (Equação 81).

$$L = 2c + N\emptyset + (N - 1) \times s \quad (81)$$

Onde:

$L$  - comprimento correspondente ao lado x ou y da laje;

$c$  - cobrimento adotado em projeto;

$s$  - espaçamento entre as barras;

$\emptyset$  - diâmetro da barra;

$N$  - número de barras.

A quantidade de barras de aço na laje na direção vertical e horizontal do talude areno-argiloso pode ser verificada na Tabela 15 e a planta baixa das lajes podem ser verificadas nas Figuras 39 e 40. Utilizou-se  $L$  igual a 7m para o cálculo do número das barras horizontais e  $L$  igual a 14m para o cálculo do número das barras verticais. As faces onde foram dispostas as armaduras estão indicadas na Figura 38.

Para a direção vertical utilizou-se barras de 6,3mm para a armadura de distribuição e espaçamento máximo de 20cm.

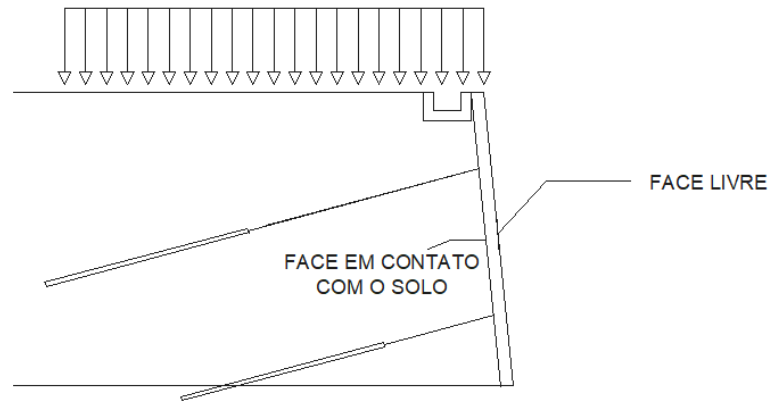


Figura 38 - Faces da laje de concreto armado onde serão distribuídas as armaduras.

Tabela 15 - Quantidade de barras na laje da cortina atirantada em solo areno-argiloso.

Número de barras na laje do talude de areia argilosa				
Diâmetro das barras	Espaçamento das barras horizontais (cm)	Número total de barras horizontais	Espaçamento das barras verticais (cm)	N barras totais na vertical
10mm	18	38	-	-
6,3mm	-	-	20	68
16mm	20	34	20	66

34 barras de 16mm c/ s=20cm	
	66 barras de 16mm c/ s=20cm

Figura 39 - Armadura da face livre.

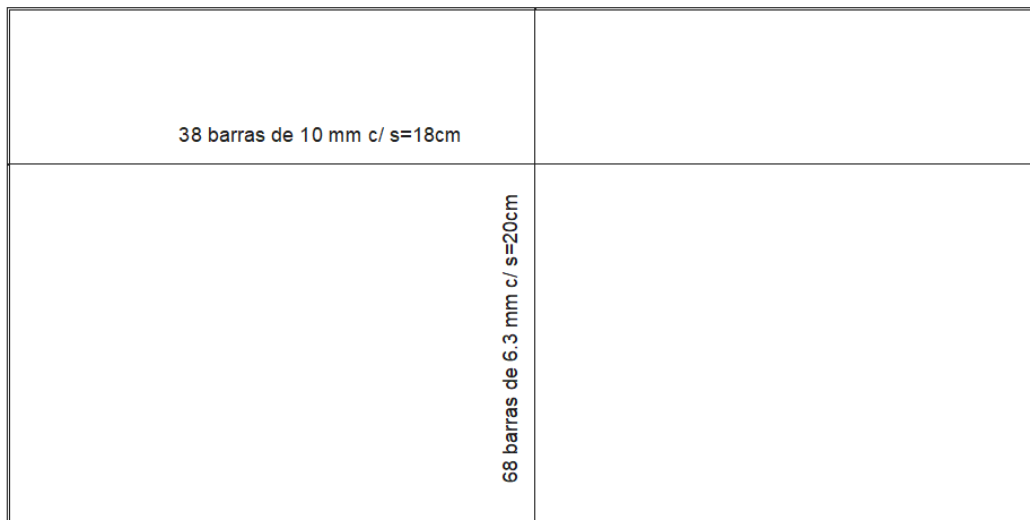


Figura 40 - Armadura da face em contato com o solo.

- Cálculo da tensão cisalhante

Para a verificação do puncionamento aplicou-se a equação (66) e foi calculada a tensão cisalhante na superfície crítica C determinada na equação (65). O puncionamento foi verificado na pior situação para melhor segurança, ou seja, no apoio que apresentou maior valor de esforço cortante. Foi utilizado altura útil de 26,2cm.

$$u = 4 \times 0,25 = 1m$$

$$\tau_{SDC} = \frac{89,9 \times 1,4}{1 \times 0,262} = 480kN/m^2$$

A tensão resistente na superfície crítica C é calculada pelas equações (71) e (70).

$$\alpha_v = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$\tau_{RD2} = 0,27 \times 0,92 \times \frac{20000}{1,4} = 3548,6kN/m^2$$

$$\tau_{SDC} < \tau_{RD2} \rightarrow ok$$

A tensão resistente na superfície crítica C' é calculada pela equação (72), o perímetro do contorno C' pela equação (67) a partir da equação (68), adotando taxa geométrica de armadura de flexão aderente a mínima exigida pela NBR 6118/2014.

$$R = \frac{5d}{2} = \frac{5 \times 0,262}{2} = 0,655m$$

$$u_0 = 2 \times \pi \times 0,655 = 4,11m$$

$$\tau_{SDC} = \frac{89,9 \times 1,4}{4,11 \times 0,262} = 116,8kN/m^2$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \approx 0,025 \rightarrow \text{Armaduras mínimas}$$

$$\tau_{RD1} = 0,13 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}$$

$$\tau_{RD1} = 0,13 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{26,2}} \right) \times (100 \times 0,025 \times 20)^{1/3} = 0,91MPa = 910 KN/m^2$$

$$\tau_{SDC} < \tau_{RD1} \rightarrow ok$$

Não há necessidade de armar a seção contra os esforços de punção dos tirantes.

## 6.DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO EM CORTINA ATIRANTADA EM SOLO ARENOSO

O dimensionamento da cortina atirantada aplicada em solo arenoso assim como o realizado para solo areno- argiloso foi feito pelo método de Costa Nunes (1957). O aço utilizado corresponde ao dos sistemas DYWIDAG-GEWI ST 50/55 com diâmetro de 32mm, com carga máxima de trabalho de 170kN. O espaçamento horizontal dos tirantes foi de 3,5m e a cunha de ruptura foi determinada pelo programa AutoCad2010.

O valor de  $FS_d$  utilizado foi de 1,75 recomendado pela NBR 5629/2006 para tirantes definitivos.

### 6.1. Dimensionamento geotécnico

- Ângulo crítico (formado pelo plano de deslizamento e a horizontal) foi obtido pela equação (14).

$$\phi_{crit} = \frac{i + \phi}{2}$$

$$\phi_{crit} = \frac{84,29^\circ + 39^\circ}{2}$$

$$\phi_{crit} = 61,64^\circ$$

- Dimensões da cunha de ruptura

Os valores encontrados para a seção triangular da cunha de ruptura foi de: base ( $L$ ) igual a 7,95m e lado ( $X$ ) igual a 3,08m (Figuras 41).

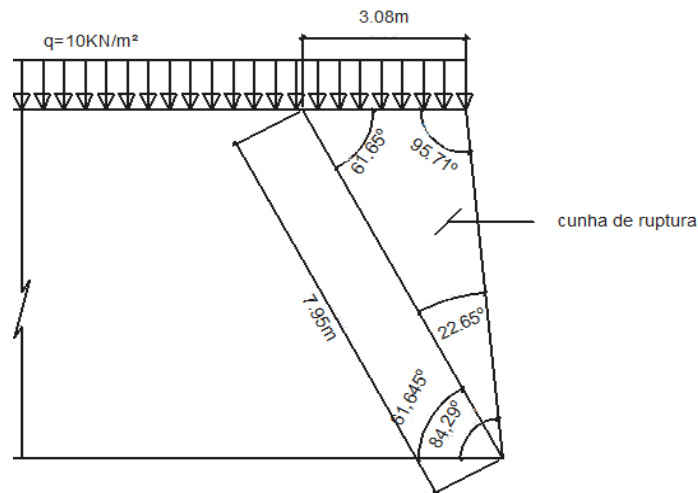


Figura 41 - Características da cunha do talude.

- Ângulo formado pelos tirantes com a superfície crítica de deslizamento ( $\beta$ ) determinado a partir da equação (15).

Foi adotado o ângulo entre os tirantes e a horizontal ( $\alpha$ ) como sendo de  $15^\circ$  para que seja facilitada a execução dos tirantes.

$$\beta = 15^\circ + 61,64^\circ$$

$$\beta = 76,64^\circ$$

- Forças atuantes na cunha de deslizamento

A área da cunha de ruptura foi obtida pela Figura 42 e pela equação (75) determinou a força atuante sobre ela

$$P = 10,8 \times 23 + 10 \times 3,08 = 279,2 \text{ KN}$$



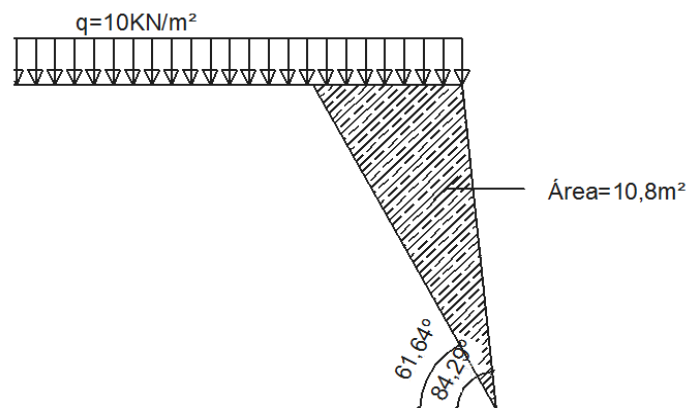


Figura 42 - Área da cunha de ruptura de solo arenoso.

- Fator de segurança mínimo ( $FS_{min}$ )

No método de Costa Nunes (1957), assim como Gurgel (2012), foi necessário utilizar um valor mínimo de coesão igual a 1kPa, uma vez que, o método foi desenvolvido a partir de formulações que utilizam a coesão, sendo impossível realizar esse dimensionamento com coesão nula. Dessa forma, a partir da equação (26), determinou-se o fator de segurança do talude constituído de areia.

$$FS_{min} = \frac{1 \times 7,95 \times \sin 84,29^\circ \times \cos 39^\circ + \sin 39^\circ \times \cos 84,29^\circ}{279,2 \times \sin(61,64^\circ - 39^\circ)}$$

$$FS_{min} = 0,058$$

- Para a força de ancoragem foi utilizado as equações (28) e (45):

$$FS_d = 1,75$$

$$\lambda = \frac{1,75}{0,058} = 30,17$$

$$F = \frac{30,17 - 1}{30,17} \times \frac{279,2 \times \sin(61,64^\circ - 39^\circ) \times \sin(84,29^\circ - 39^\circ)}{\sin(84,29^\circ + 39^\circ) \times \sin[84,29^\circ - (76,64^\circ - 39^\circ)]}$$

$$F = 121,5 \text{ KN}$$

- Ângulo de ancoragem é identificado a partir da equação (49):

$$1,75 = \frac{\frac{1}{23 \times 7}}{\frac{1}{2} \csc 84,29^\circ \times \sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 39^\circ) \times \sec 39^\circ}$$

$$1,75 \times \frac{1}{2} \csc 84,29^\circ \times \sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 39^\circ) \times \sec 39^\circ = 0,0062$$

$$0,879 \times \sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 39^\circ) = 0,0062$$

$$\sin(84,29^\circ - \theta') \times \sin(\theta' - 39^\circ) = 0,007$$

Por tentativas, determinou-se o valor de  $\theta'$  mostrados na Tabela 16.

Tabela 16- Ângulos de ancoragem ( $\theta'$ ) obtidos através da equação encontrada.

$\theta'$	$\sin \theta' \times (0,8842 \cos \theta' + 0,4556 \sin \theta')$
39°	0
39,2°	0,0027
39,5°	0,0061
39,6°	0,0073

$$\theta' = 39,6^\circ$$

O ângulo de ancoragem de 39,6° ,pode ser observado na Figura 43.

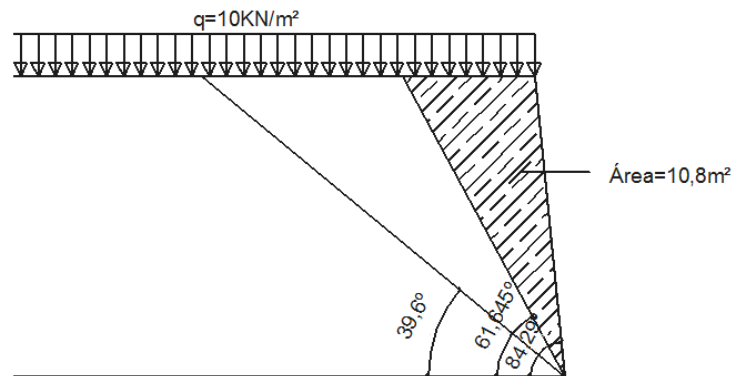


Figura 43- Ângulo de ancoragem para talude arenoso.

## 6.2. Dimensionamento dos tirantes

O número de tirantes na vertical ( $Nt$ ) pode ser encontrado pela equação (52). Considerou-se o mesmo espaçamento horizontal de 3,5m utilizado no dimensionamento da cortina atirantada em solo areno-argiloso para análise comparativa.

$$Nt = \frac{F \times e}{Q_w}$$

$$Nt = \frac{121,5 \times 3,5}{170} = 2,50$$

Utilizou-se 3 faixas de tirantes na vertical, com espaçamento de 2,35m.

- Comprimento de ancoragem e comprimento de total dos tirantes

Devido à ausência de ensaios para determinar a tensão efetiva não foi possível calcular o comprimento de ancoragem pela NBR 5629/2006. Dessa forma, utilizou-se a Tabela 3, proposta por ALVES (2014), onde verificou-se a necessidade de um comprimento do bulbo de ancoragem de 5m.

A partir desses dados, encontrou-se o comprimento total dos tirantes, pela equação (77).

$$L_1 = 3 + 5 = 8m$$

$$L_2 = 3,09 + 5 = 8,09m$$

$$L_3 = 5,16 + 5 = 10,16m$$

Sendo utilizados os comprimentos arrendados de 8m, 9m e 11m de acordo com a Figura 44.

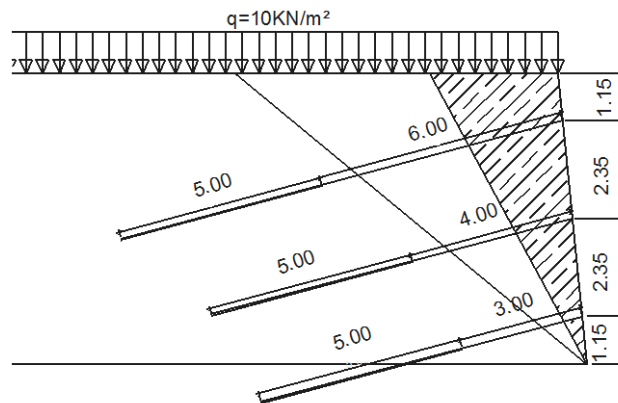


Figura 44 - Corte do talude arenoso com comprimento de ancoragem de 5m situados na área delimitada pelo ângulo de ancoragem.

- Sistema de drenagem

Como o talude analisado não possui presença de nível d'água, os sistemas de drenagem utilizados foram os mesmos empregados no dimensionamento de cortina atirantada aplicado em solo areno-argiloso (Figura 45 e Figura 46).

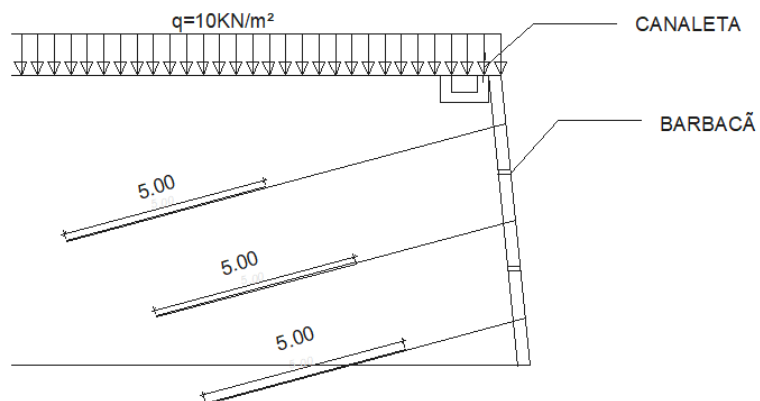


Figura 45 - Representação esquemática da seção transversal do talude arenoso.

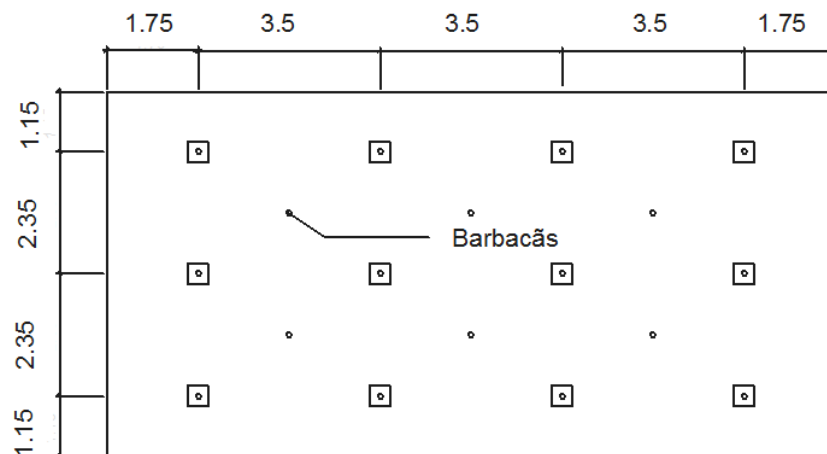


Figura 46 - Planta baixa com sistema de drenagem do tipo barbacãs.

### 6.3. Dimensionamento estrutural da cortina atirantada

Assim como foi dimensionado para a cortina do talude composto por solo areno- argiloso, foi realizado o mesmo procedimento para o dimensionamento da cortina de solo arenoso. Considerando a laje lisa,  $f_{ck}$  de 20MPa, barras de aço de CA-50 e os tirantes como sendo apoios de 2º gênero dimensionou-se a laje de acordo com a NBR 6118/2014. O painel da cortina atirantada está esquematizado na Figura 47.

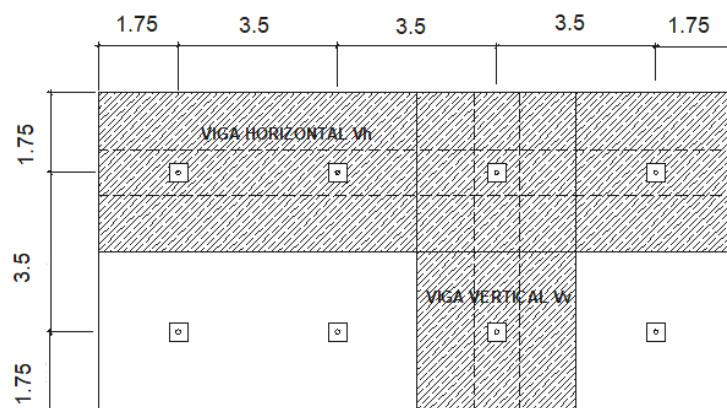


Figura 47 - Áreas de influência dos esforços para o dimensionamento das vigas horizontal e vertical no talude arenoso.

- Carregamento dos tirantes no painel da cortina atirantada

Para determinar o carregamento horizontal causado pelos tirantes na face da cortina, primeiramente, calculou-se a carga horizontal em relação a inclinação do

tirante  $15^\circ$  e logo após o carregamento ortogonal a face (Figura 31) através da equação (77) e (78).

$$Q_h = Q \times \cos 15^\circ$$

$$Q_h = 170 \times \cos 15^\circ$$

$$Q_h = 164,21kN$$

$$Q_h' = 164,21 \times \cos 5,71^\circ$$

$$Q_h' = 163,4kN$$

O carregamento dos tirantes pela área da face foi encontrado pela equação (79).

$$q = \frac{12 \times 163,4}{14 \times 7}$$

$$q = 20,0 kN/m^2$$

A carga a ser distribuída na viga horizontal é determinada pela equação (80):

$$Q_{h1} = 20 \times 2,35 = 47k/m$$

Para a viga vertical:

$$Q_v = 20 \times 3,5 = 70,0kN/m$$

Através do FTOOL, analisou-se os momentos e esforços cortantes nas vigas (Figuras 49 e 52), (Figuras 50 e 53), através dos carregamentos as quais foram submetidas (Figuras 48 e 51).

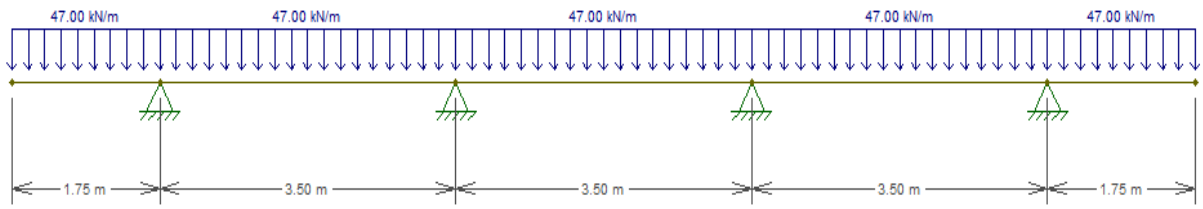


Figura 48 - Carregamento na viga horizontal da cortina do talude arenoso.

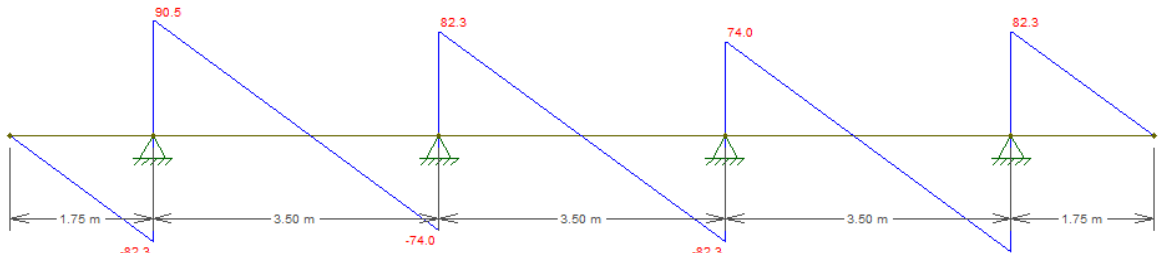


Figura 49 - Diagrama do esforço cortante da viga horizontal do talude arenoso.

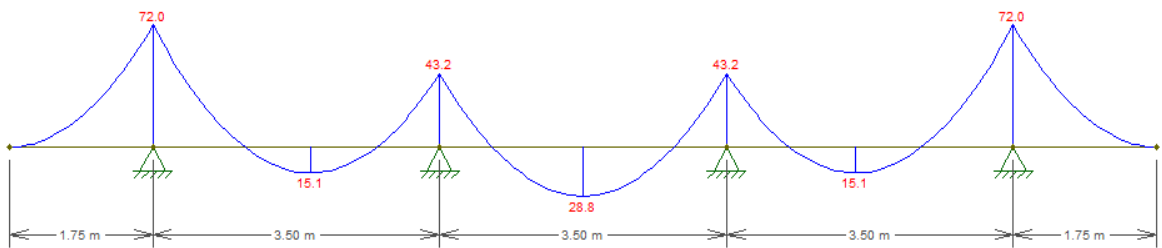


Figura 50 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal no talude arenoso.

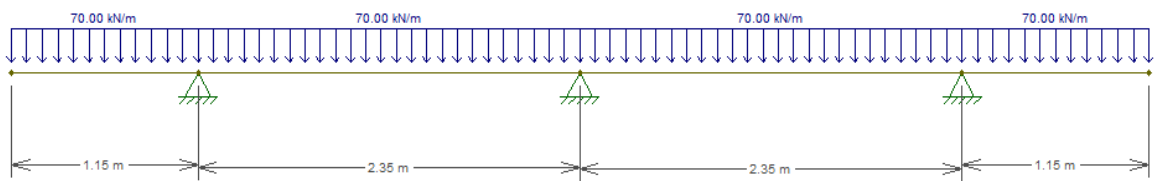


Figura 51 - Carregamento na viga vertical do talude arenoso.

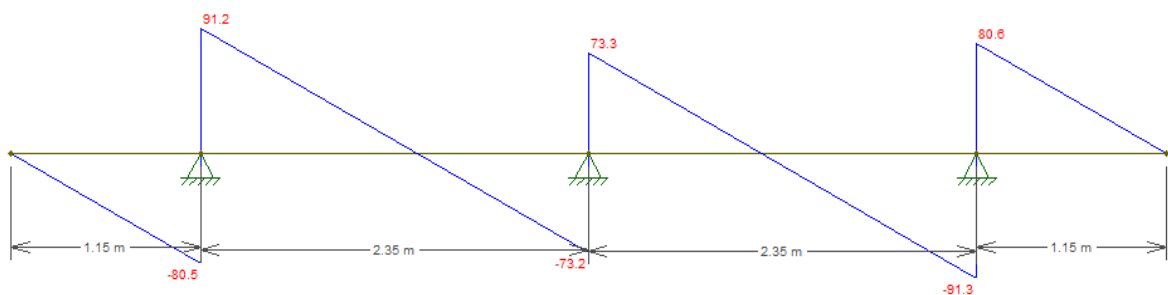


Figura 52 - Diagrama do esforço cortante da viga vertical no talude arenoso.

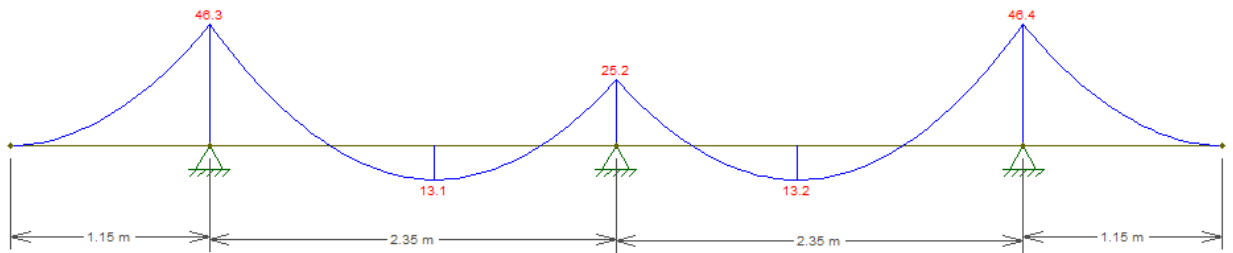


Figura 53 - Diagrama do momento fletor da viga vertical do talude arenoso.

- Momento máximo negativo e positivo na viga horizontal:

Os momentos máximos negativo e positivo encontrados nos diagramas das Figuras 50 e 53 das vigas horizontal e vertical, estão apresentados na Tabela 17, onde também apresenta os momentos já majorados.

Tabela 17- Momentos máximos das vigas horizontal e vertical.

Momentos máximos	$M_k^+$ (kN.m)	$M_d^+$ (kN.m)	$M_k^-$ (kN.m)	$M_d^-$ (kN.m)
Viga horizontal	28,8	40,32	72	100,8
Viga vertical	13,2	18,48	46,3	64,82

A distribuição dos momentos pelas faixas de largura definidas pela NBR 6118/2014, foi realizado pelas equações (55), (56), (57) e (58). Na Tabela 18 e Tabela 19 apresenta os valores dos momentos fletores na viga horizontal e na viga vertical respectivamente.

Tabela 18 - Distribuição dos momentos na viga horizontal por faixa de largura no talude arenoso.

	Momento (kN.m/m)	$l_y = s_h$ (m)	Momentos na Faixa externa (kN.m/m)	Momentos na Faixa interna (kN.m/m)
Negativo	100,8	3,5m	43,2	14,4
Positivo	40,32	3,5 m	12,67	10,37



Tabela 19 - Distribuição dos momentos na viga vertical por metro no talude arenoso.

	Momento (kN.m/m)	$l_y = s_v$ (m)	Momentos na Faixa externa (kN.m/m)	Momentos na Faixa interna (kN.m/m)
Negativo	64,82	2,35 m	41,37	13,79
Positivo	18,48	2,35 m	8,65	7,07

Os momentos máximos obtidos nas vigas horizontal e vertical são mostradas na Tabela 20.

Tabela 20 - Momentos máximos nas vigas horizontal e vertical por faixa de largura.

Vigas	Momentos máximos	
	$M_{max}^+$ (kN.m)	$M_{max}^-$ (kN.m)
Horizontal	12,67	43,2
Vertical	8,65	41,37

- Cálculo da área do aço na viga horizontal

Do mesmo modo que foi utilizado no dimensionamento do paramento da cortina para solo areno-argiloso, aplicou-se o mesmo procedimento para o cálculo da armadura da laje em solo arenoso, com: espessura da laje de 30 cm, base de 1m, cobrimento de 3,0cm, barras de 16mm para momentos negativos e barras de 10mm para momentos positivos.

Empregando as equações (61), (62), (59), (60), (63) e (64), foi possível calcular os valores da altura útil, área de aço mínima, KMD, área de aço, número de barras e o espaçamento entre as barras para a viga horizontal (Tabela 21) e para a vertical (Tabela 22).

Tabela 21- Cálculo do aço na viga horizontal do talude arenoso.

	$M_{(-)} = 43,2kN.m$	$M_{(+)} = 12,67 kN.m$
d (m)	0,2620	0,265
bw (m)	1	1
KMD	0,044	0,0126
Kz	0,9697	0,9881
As (cm <sup>2</sup> )	3,91	1,67
As,min (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5
As, utilizado(cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5
∅ (mm)	16	10
As,barra (cm <sup>2</sup> )	2	0,8
N	3	6
S (cm)	47	18
S utilizado	20	18
N total	6	6

Tabela 22- Cálculo do aço na viga vertical do talude arenoso.

	$M_{(-)} = 41,37kN.m$	$M_{(+)} = 8,65kN.m$
d (m)	0,262	0,265
bw (m)	1	1
KMD	0,042	0,009
Kz	0,9697	0,9941
As (cm <sup>2</sup> )	3,74	0,75
As,min (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5
As, utilizado(cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5
∅ (mm)	16	10
As,barra (cm <sup>2</sup> )	2	0,8
N	3	6
S (cm)	47	18
S utilizado	20	18
N total	6	6

A quantidade total das barras distribuídas nas direções x e y na laje, são mostradas na Tabela 23, onde foi determinada através da equação (81).

Tabela 23 - Quantidade de barras na laje da cortina atirantada em solo arenoso.

Número de barras na laje do talude de areia				
Diâmetro das barras	Espaçamento das barras horizontais (cm)	Número total de barras horizontais	Espaçamento das barras verticais (cm)	Número total de barras na vertical
10mm	18	38	18	75
16mm	20	34	20	66

A distribuição da armadura longitudinal da laje da cortina aplicada em solo arenoso determinada pelo momento negativo e positivo, pode ser notada na Figura 55 e Figura 56. E as faces onde serão distribuída a armadura estão indicadas na Figura 54.

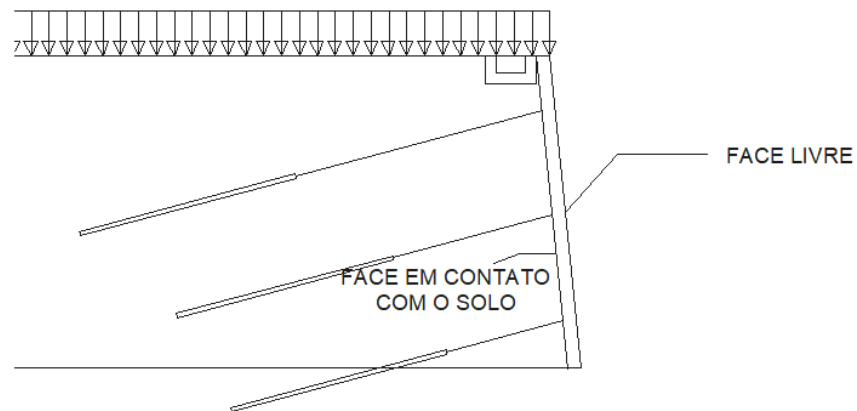


Figura 54 - Faces da laje de concreto armado onde serão distribuídas as armaduras no talude de areia.

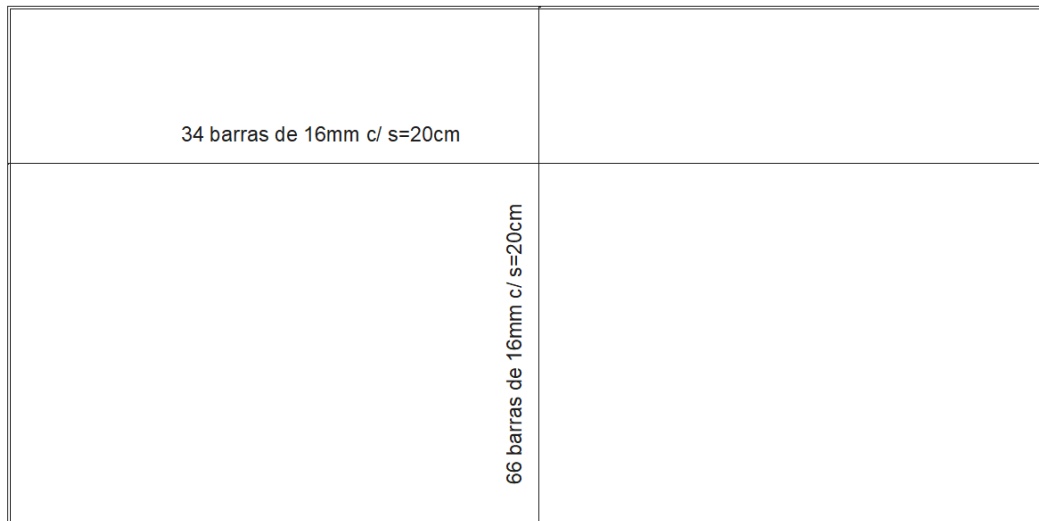


Figura 55 - Armadura da face livre do talude arenoso.

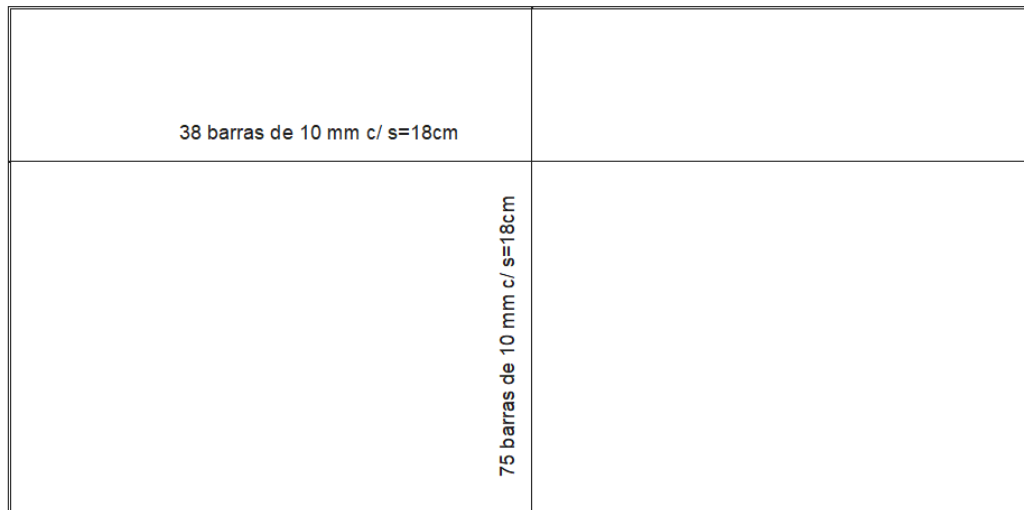


Figura 56 - Armadura da face em contato com o solo do talude arenoso.

- Cálculo da tensão cisalhante

Calculou-se a tensão cisalhante na superfície crítica C determinada na equação (65), a partir da equação (66), com altura de 26,2cm. A maior reação dos apoios identificada nas vigas foi de 91,3kN.

$$u = 4 \times 0,262 = 1,05m$$

$$\tau_{SDC} = \frac{91,3 \times 1,4}{1,05 \times 0,262} = 464,63kN/m^2$$

A tensão resistente na superfície crítica C é calculada pela equação (70) e (71).

$$\alpha_v = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$\tau_{RD2} = 0,27 \times 0,92 \times \frac{20000}{1,4} = 3548,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{SDC} < \tau_{RD2} \rightarrow ok$$

A tensão resistente na superfície crítica C' é calculada pela equação (72), o perímetro do contorno C' pela equação (67), a partir da equação (68). Adotou-se taxa geométrica de armadura de flexão aderente a mínima exigida pela NBR 6118/2014.

$$R = \frac{5d}{2} = \frac{5 \times 0,262}{2} = 0,655 \text{ m}$$

$$u_0 = 2 \times \pi \times 0,655 = 4,11 \text{ m}$$

$$\tau_{SDC} = \frac{91,3 \times 1,4}{4,11 \times 0,262} = 118,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \approx 0,025 \rightarrow \text{Armaduras mínimas}$$

$$\tau_{RD1} = 0,13 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}$$

$$\tau_{RD1} = 0,13 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{26,2}} \right) \times (100 \times 0,025 \times 20)^{1/3} = 0,91 \text{ MPa} = 910 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{SDC} < \tau_{RD1} \rightarrow ok$$

Não há necessidade de armar a seção contra os esforços de punção dos tirantes.

## 7. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 7.1. Análise superfície de ruptura

A partir dos cálculos, percebeu-se que para o talude composto por areia argilosa obteve-se uma área maior da cunha de ruptura de  $12,5\text{m}^2$ , enquanto que o talude composto apenas por areia apresentou área de  $10,8\text{m}^2$ . As áreas foram determinadas a partir do ângulo crítico.

Esses resultados satisfazem a NBR 11682/2009, que diz que solos com predominância de coesão tendem a formar superfícies de rupturas mais profundas comparados com os não-coesivos, esses podem romper-se em superfícies mais próximas do talude.

Como pode ser observado na Figura 57 a cunha de ruptura é mais profunda, já que o ângulo crítico para o solo areno-argiloso apresenta valor menor quando comparado com o correspondente ao de solo arenoso Figura 58.

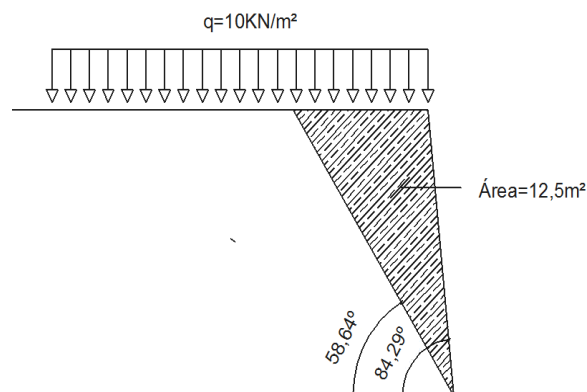


Figura 57 - Cunha de ruptura em talude de areia argilosa.

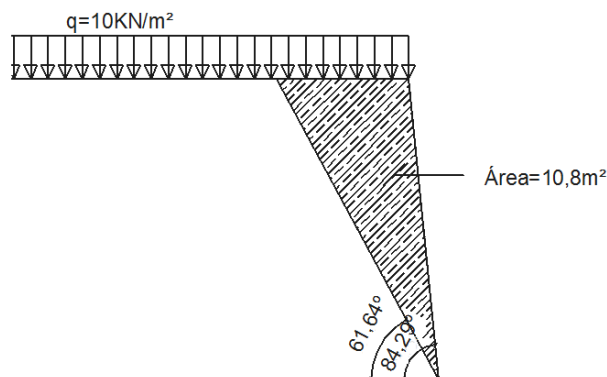


Figura 58 - Cunha de ruptura de talude de areia pura.

## 7.2. Análise do fator de segurança

Os coeficientes de segurança obtidos pelo software *GeoSlope 2018*, pelo método de Fellenius, mostraram que para os solos arenosos há uma probabilidade maior de ocorrer deslocamentos de terra devido à instabilidade. Para este solo obteve-se um valor de  $FS=0,67$ , ou seja, valor muito abaixo do fator de segurança mínimo exigido para garantir a estabilidade do talude, o qual corresponde a 1,0. No talude com solo areno-argiloso verifica-se um coeficiente de segurança de 0,95, valor próximo do fator mínimo de estabilidade. A partir desses valores analisou-se a necessidade de uma estrutura de contenção para evitar a ruptura do maciço de solo.

No dimensionamento proposto por Costa e Nunes (1957), o fator de segurança mínimo foi obtido a partir de equações que envolvem a coesão, por isso, atribuiu-se um valor mínimo de coesão de 1kPa no dimensionamento da cortina atirantada em taludes com solos arenosos, para análise comparativa. A partir dos resultados, foi verificado que para este tipo de solo com coesão mínima, o fator de segurança apresentou valor muito baixo, equivalente a 0,058, enquanto que para solos areno-argilosos obteve-se valor de 0,81. Essa diferença resulta da ausência de força existente entre os grãos de solos arenosos, que facilmente se desagregam, estando esse talude mais sujeito a deslocamentos.

## 7.3. Análise da força de ancoragem

A força de ancoragem foi obtida a partir dos dados do coeficiente de segurança desejável, a qual ofereceu a estrutura uma força resistiva adicional que tornou o conjunto solo+contenção estável para as cargas as quais estavam sujeitas. No talude composto de areia argilosa uma força de 80,32kN (fornecida pelos tirantes) foi suficiente para tornar a estrutura segura, dando-lhe a estabilidade necessária para suportar tanto a sobrecarga como também o peso próprio do solo. Para o talude constituído apenas com areia observou-se que a força necessária que os tirantes ofereceram a estrutura foi de 121,5kN.

Tendo em vista esses resultados, o talude composto de areia exigiu um maior número de tirantes na face da cortina atirantada, ou seja, necessitou de 3 tirantes na vertical, totalizando em 12 tirantes em toda a face para tornar a estrutura estável.

Observou-se que os solos arenosos se apresentaram mais frágeis para resistir os esforços mobilizados no maciço quando comparado ao solo de areia com presença de argila. Para o dimensionamento do número de tirantes o espaçamento horizontal e a carga de trabalho dos tirantes foram os mesmos nas duas situações.

O ângulo de ancoragem para o solo arenoso ( $\theta' = 39,6^\circ$ ) apresentou valor menor que o encontrado para o solo areno-argiloso ( $\theta' = 43,5^\circ$ ), ou seja, o bulbo dos tirantes deve ficar situado no talude composto de solo arenoso numa região mais distante da face do talude, necessitando de um comprimento total maior.

#### **7.4. Análise da face da cortina atirantada**

O dimensionamento da face da cortina foi realizado a partir da NBR 6118/2014, em que, considerou a face da estrutura como uma laje lisa. Esse tipo de laje consiste em determinar a área de aço a partir do dimensionamento de uma viga na direção vertical e outra na direção horizontal, distribuindo a armadura encontrada nas duas direções em toda a área da laje.

A partir da análise feita para o talude composto pelos dois tipos de solo, verificou-se que, pelo fato da cortina aplicada em areia possuir um carregamento maior essa, apresentou uma maior quantidade de momentos resultantes na viga vertical.

A viga vertical da cortina aplicada em solo arenoso resultou em um carregamento de 70kN/m, enquanto o carregamento da viga vertical da cortina aplicada em solo areno argiloso foi de apenas 46,69kN/m.

A quantidade de massa de aço das barras utilizadas nas lajes nas duas direções para o talude de areia argilosa são mostradas na Tabela 24 e Tabela 25, e para o talude constituído apenas por areia, na Tabela 26 e Tabela 27. Percebeu-se que houve uma quantidade de aço maior para a laje em solo arenoso devido a presença da armadura referente ao momento positivo, o qual resultou em barras de 10mm, enquanto que para o solo de areia argilosa foi necessário apenas utilizar a armadura de distribuição com armadura mínima de 6,3 mm



Tabela 24 - Massa de aço na horizontal da laje do talude areno-argiloso.

Barras horizontais				
Diâmetro da barra	Massa (kg/m)	Quantidade de barras	Comprimento da barra	Massa total (kg)
10mm	0,624	38	14,3m	339,1
16mm	1,57	16	14,3m	359,2

Tabela 25 - Massa de aço na vertical da laje do talude areno-argiloso.

Barras verticais				
Diâmetro da barra	Massa (kg/m)	Quantidade de barras	Comprimento da barra	Massa total (kg)
6,3mm	0,248	68	7,3m	123,1
16mm	1,57	30	7,3m	343,8

Tabela 26 - Massa de aço na horizontal da laje do talude arenoso.

Barras horizontais				
Diâmetro da barra	Massa (kg/m)	Quantidade de barras	Comprimento da barra	Massa total (kg)
10mm	0,624	38	14,3m	339,1
16mm	1,57	16	14,3m	359,2

Tabela 27 - Massa de aço na vertical da laje do talude arenoso.

Barras verticais				
Diâmetro	Massa (kg/m)	Quantidade de barras	Comprimento da barra	Massa total (kg)
10mm	0,624	75	7,3m	341,6
16mm	1,57	30	7,3m	343,8

## 7.5. Levantamento dos custos

Para o orçamento das obras, os valores foram coletados através do: DER-ES- Departamento de Estradas e Rodoviárias do Estado do Espírito Santo de junho de 2015, SINAPI-AL - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção

Civil de setembro de 2017 e SEINFRA - Secretaria de Infraestrutura do Ceará de março de 2016.

Para o levantamento de custos não foram considerados serviços preliminares como investigação geológica e geotécnica, placas de obras, locações topográficas, pois, se trata de um talude fictício, impossibilitando determinar os custos do projeto da obra e de dados mais detalhados. As Tabelas 28 e 29 apresentam o orçamento das obras de cortina atirantada aplicada em solo areno-argiloso e em solo arenoso respectivamente.

Tabela 28 - Custo da cortina atirantada em talude com solo areno-argiloso.

PLANILHA DE ORÇAMENTO CORTINA ATIRANTADA PARA TALUDE DE SOLO ARENO-ARGILOSO					
CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO (R\$)	TOTAL (R\$)
	<b>TIRANTE</b>				
DERS-41089/2015	Tirante de aço ST 50/55, para carga trab. até 22 t, diam.32mm, incluindo fornecimento da bainha proteção anticorrosiva, preparo e colocação no furo	m	72	148,85	10.717,2
DERS-41033/2015	Injeção de calda de cimento para chumbamento de tirantes	un.	8	44,77	358,6
	<b>DRENO</b>				
SINAPI 10542/2017	calha/canaleta de concreto simples, tipo meia cana, D=40cm, para agua pluvial	m	14	18,32	256,48
DERS-41259/2015	Dreno em tubo PVC, diâmetro de 2"	m	1,5	14,49	21,73
	<b>CORTINA DE CONCRETO ARMADO</b>				
DERS-43351/2015	Aço CA-50 grossa, diâmetro de 12.5 a 25 mm, fornecimento, dobragem e colocação nas formas	kg	703	8,43	5.926,29
DERS-43350/2015	Aço CA-50 média, diâmetro de 6.3 a 10 mm, fornecimento, dobragem e colocação nas formas	kg	462,2	7,79	3.600,54
SEINFRA-C0849/2016	Concreto usinado fck=20MPa	m <sup>3</sup>	29,4	257	7.555,8
<b>TOTAL</b>					<b>28.436,2</b>

Tabela 29 - Custo da cortina atirantada em talude com solo arenoso.

PLANILHA DE ORÇAMENTO CORTINA ATIRANTADA PARA TALUDE DE SOLO ARENO- ARGILOSO					
CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO (R\$)	TOTAL (R\$)
<b>TIRANTE</b>					
DERS- 41089/2015	Tirante de aço ST 50/55, para carga trab. até 22 t, diam.32mm, incluindo fornecimento da bainha proteção anticorrosiva, preparo e colocação no furo	m	112	148,85	16.671,2
DERS- 41033/2015	Injeção de calda de cimento para chumbamento de tirantes	un.	12	44,77	537,24
<b>DRENO</b>					
SINAPI 10542/2017	calha/canaleta de concreto simples, tipo meia cana, D=40cm, para agua pluvial	m	14	18,32	256,48
DERS- 41259/2015	Dreno em tubo PVC, diâmetro de 2"	m	3	14,49	43,47
<b>CORTINA DE CONCRETO ARMADO</b>					
DERS- 43351/2015	Aço CA-50 grossa, diâmetro de 12.5 a 25 mm, fornecimento, dobragem e colocação nas formas	kg	680,7	8,43	5.738,30
DERS- 43350/2015	Aço CA-50 média, diâmetro de 6.3 a 10 mm, fornecimento, dobragem e colocação nas formas	kg	703	7,79	5.476,37
SEINFRA- C0849/2016	Concreto usinado fck=20MPa	m <sup>3</sup>	29,4	257	7.555,8
<b>TOTAL</b>					<b>36.278,86</b>

Percebe-se que o custo de material para a execução da cortina atirantada em solos arenosos foi de 27,6% maior comparado aos materiais gastos no talude de areia argilosa. Isso acontece porque, os solos arenosos necessitam de uma parcela aditiva de resistência maior que os solos argilosos para garantir estabilidade.

A disposição dos drenos rasos foi realizada inserindo uma fileira de drenos entre as filas de tirantes, tanto na vertical como na horizontal, como em solos arenosos utilizou-se 3 fileiras de tirantes, inseriu-se 2 linhas de drenos. Por isso, percebeu-se um gasto maior em relação aos drenos rasos na face da cortina do talude arenoso quando comparado ao de areia argilosa. Considerou-se drenos de 0,5m, suficientes para ultrapassar o paramento da cortina (laje de concreto armado).

A injeção de calda de cimento também apresentou um valor maior para o talude de solo arenosos, pois, houve uma quantidade maior de tirantes por face.

## 8. CONCLUSÃO

Esse trabalho abordou o dimensionamento da técnica de cortina atirantada empregada em taludes de solos com propriedades diferentes, e mostrou o estudo comparativo do comportamento da estrutura de contenção com os dois tipos de solos. Em seguida, foi realizado o levantamento dos custos identificando qual das situações apresentou os melhores resultados.

O dimensionamento foi realizado através do método de Costa Nunes (1957), também conhecido como método brasileiro de atirantamento, que permitiu identificar um fator de segurança desejável para cada situação e, a partir desse coeficiente, identificou a força de ancoragem necessária para estabilizar o talude.

Com os cálculos feitos concluiu-se que o talude composto com solo de areia argilosa apresentou um resultado mais eficiente, pois, necessitou de um número menor de tirantes distribuídos na face da cortina necessário para vencer os esforços advindos da sobrecarga e do peso da cunha de ruptura.

Em relação à parte estrutural da cortina atirantada, notou-se que para areia, devido ao maior carregamento aplicado na viga, este resultou em um momento positivo, conseqüentemente resultou em uma quantidade maior de barras de aço.

No levantamento de custos foi possível observar que houve um aumento de 27,6% na obra de cortina atirantada aplicada em solo arenoso, esses custos implicam na maior quantidade de barras de aço, tanto da laje como dos tirantes, necessária para garantir a segurança do talude.

Tendo em vista os pontos analisados da estrutura de contenção do talude para os diferentes tipos de solos, tanto em relação ao dimensionamento dos tirantes como também no dimensionamento da face da cortina, aponta que o talude que apresentou os melhores resultados foi o constituído de solo areno-argiloso, que, apresentou uma melhor interação com os elementos resistivos da técnica de cortina atirantada devido a parcela da força de coesão (forças entre os grãos), presente nesse solo. Conseqüentemente, implicou em uma quantidade de aço menor quando comparada com o talude composto apenas por areia, apresentando melhor viabilidade financeira.

Como sugestões para trabalhos futuros, tem-se:

- Realizar um estudo comparativo entre a técnica de cortina atirantada e outra técnica de contenção para a escolha da técnica mais viável economicamente.
- Fazer um estudo do solo com sondagens e realizar o dimensionamento de cortina atirantada a partir dos ensaios exigidos pela norma.
- Fazer um estudo do comportamento da estrutura de cortina atirantada aplicada a um mesmo solo utilizando características de aço de tirantes diferentes.
- Dimensionar cortina atirantada aplicada em solo onde foi realizado sondagens geotécnicas para determinação dos parâmetros do solo e calcular o comprimento do bulbo de ancoragem a partir de dois métodos para fins comparativos.

## 9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: Procedimento:** NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980.

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

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

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

AGUIAR, M. F. P. **Estudo de estabilidade de um colúvio na Serra do Mar por elementos finitos.** Tese de doutorado. Rio de Janeiro, 2008.

ALVES, L. L. **Análise para otimização dos custos de cortinas atirantadas.** Projeto de graduação. Rio de Janeiro, 2014.

CANEPARO, S. C; PASSOS, E; PINTO, R. C. **Movimentos de massa como processos naturais de evolução das encostas, estudo de caso: Bacia do Rio Jacareí, municípios de Morretes e Paranaguá-PR.** Maringá, 2014.

CARNEIRO, C. D; PINOTTI, A. M. **Geologia Estrutural na previsão e contenção de queda de blocos em encostas: aplicação no Granito Santos, SP.** Revista Terra e Didática, 2013.

CARVALHO, R. C; FILHO, J. R. F. **Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** 4ª ed. São Carlos, 2015.

CONCEIÇÃO, C. M. A. **Análise dos métodos para dimensionamento do bulbo de ancoragem de tirantes metálicos em solos.** Niterói, 2015.

DANTAS, B. T. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho.** Rio de Janeiro, 2004.

DANZIGER, B. R; GERCOVICH, D; SARAMAGO, R. **Contenções: teorias e aplicações em obra.** São Paulo, Oficina de Textos, 2016.

DIAS, F. P; HERRMANN, M. L. P. **Análise de susceptibilidade a deslizamentos no bairro Saco Grande, Florianópolis-SC.** Revista Universidade Rural, Série Ciências Exatas e da Terra. Vol. 21. Rio de Janeiro, 2002.

DIAS, L. C. **A influência dos estudos geotécnicos para a determinação de soluções de estruturas de contenção.** Monografia. Brasília 2016.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado.** Dissertação de mestrado. São Carlos, 1997.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural**. Projeto de graduação. Rio de Janeiro, 2013.

DYMINSKI, A. S. **Noções de estabilidade de taludes e contenções**. Notas de aula. Paraná. Disponível em <https://www.passeidireto.com/arquivo/5008251/noco-es-de-estabilidade-de-taludes-e-contencoes>. Acesso em 05/07/2017.

FREU, P. H. **Estudo para Projeto de Estabilização de uma Encosta do Morro da Glória II**. Projeto de graduação. Angra dos Reis, 2012.

FIAMONCINE, C. M. **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada**. Trabalho de conclusão de curso. Criciúma, 2009.

FERRANDIN, E. R. **Análise e dimensionamento de cortinas de estacas moldadas no local**. Monografia. Toledo, 2012.

FRANCO, L. A. **Solução em Solo Grampeado com Faceamento Flexível de Alta Resistência**. Dissertação de mestrado. Ouro Preto, 2016.

FREITAS, M. A. C. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia**. Portugal, 2011.

FTOOL. **Programa de análise de estrutura bidimensional**. Versão Educacional.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL: **Slope/W 2018**. Versão estudante. Canadá, 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de talude**. 2009. Disponível em <https://www.passeidireto.com/arquivo/3833859/estabilidade-de-taludes> . Acesso em 05/07/2017.

GURGEL, J. G. B. **Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areias**. Dissertação de mestrado. Natal, 2012.

HOST, R. **Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso**. Trabalho de conclusão de curso. Ijuí-RS, 2007.

JUNIOR, J. S. S. **Software para soluções em estabilização de taludes**. João Pessoa, 2016.

JUNIOR, P. R. G. L. **Dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintético e face elaborada com blocos segmentais de concreto**. Trabalho de conclusão de curso. Delmiro Gouveia 2016.

MATTOS, K.C.A. **Solução em Solo Grampeado com Faceamento Flexível de Alta Resistência**. Dissertação de mestrado. São Carlos 2009.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro, 2003.



ORIGE, L. P. **Análise de estabilidade proposta de solução de um talude no bairro Pantanal/Florianópolis-SC**. Florianópolis, 2016.

PASSINE, L. B. **Comportamento mecânico de grampos com fibras de polipropileno**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro, 2010.

PEREIRA, A. B. **Estudos numéricos do comportamento tensão-deformação de estruturas em solo grampeado**. Ouro Preto, 2006.

PINTO, S. E. L. **Retroanálise de ruptura de estrutura de contenção em retângulos em Belo Horizonte/MG**. Dissertação de mestrado. Belo Horizonte, 2013.

SANTOS, F. A. **Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada em areias**. Dissertação de mestrado. Natal, 2013.

SANTOS, D. P. **Estrutura de contenção em solo reforçado**. Projeto de graduação. Rio de Janeiro, 2014.

SOUZA, A. P. L. **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do Alto do Padre Cícero no município de Camaragibe-PE**. Recife, 2014.

SOLOTRAT. **Manual Técnico de Cortina Atirantada**. São Paulo. Solotrat, Engenharia Geotécnica, Brasil, 2015.

SILVA, M. J. F. **Análise de estabilidade de taludes pelo método de equilíbrio limite geral**. Dissertação de mestrado. Portugal, 2013.

SILVA, V. C. **Métodos analíticos para avaliar a contribuição de estacas para o fator de segurança de taludes**. Rio de Janeiro, 2013.

SILVA, H. O. W. **Tirantes em estruturas de contenção de solo: diretrizes para projeto e execução**. Trabalho de conclusão de curso. Porto Alegre, 2015.

STRAUSS, M. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1998.

TEIXEIRA, I. J. R. **Estudo comparativo de duas alternativas para contenção de taludes verticais: solo grampeado e cortina atirantada**. Monografia. Feira de Santana, 2011.

ZIEGLER, L. F. Z. **Avaliação do risco a escorregamentos devido a ocupação urbana na vila Bela Vista em Santa Maria -RS**. Dissertação de mestrado. Santa Maria, 2013.

**Catálogos** **DYWIDAG**, disponível em: <  
[https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI\\_Protendidos\\_Sistemas-GEWI\\_es\\_01.pdf](https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Sistemas-GEWI_es_01.pdf)>. Acesso em: 30 nov.2017.

## ANEXO

KMD	KX	KZ	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793

Quadro 1- Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50. Fonte: Carvalho, 2015.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal			
		mm			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Quadro 2- Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal. Fonte: NBR 6118, ABNT 2014.

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{(1)} (A_{s,\min}/A_c)$ %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>(1)</sup> Os valores de  $\delta_{\min}$  estabelecidos neste quadro pressupõem o uso de aço CA50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado.

Quadro 3- Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.  
Fonte: Carvalho e Filho, 2015.

Fios	Barras $\phi$ (mm)	Diâmetro (cm)	Peso (daN/m - kgf/m)	Perímetro (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )
3,2	-	0,32	0,063	1,00	0,080
4,0	-	0,40	0,100	1,25	0,125
5,5	5,5	0,55	0,186	1,73	0,240
6,3	6,3 (1/4")	0,63	0,248	2,00	0,315
8,0	8,0 (5/16")	0,80	0,393	2,50	0,500
10,0	10,0 (3/8")	1,0	0,624	3,15	0,800

Quadro 4- Características das barras de aço.  
Fonte: Carvalho e Filho, 2015.

Fios	Barras $\phi$ (mm)	Diâmetro (cm)	Peso (daN/m - kgf/m)	Perímetro (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )
-	12,5 (1/2")	1,25	0,988	4,00	1,250
-	16,0 (5/8")	1,60	1,570	5,00	2,000
-	20,0 (3/4")	2,0	2,480	6,30	3,150
-	22,5 (7/8")	2,25	3,120	7,10	4,000
-	25,0 (1")	2,50	3,930	8,00	5,000
-	32,0 (1,25")	3,20	6,240	10,0	8,000

Quadro 5- Características das barras de aço.  
Fonte: Carvalhoe Filho, 2015.

Combinações	Concreto ( $\gamma_c$ )	Aço ( $\gamma_s$ )
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,00

Quadro 6- Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ .  
Fonte: Carvalho e Filho, 2015.

Diâmetro Nominal	mm	50	32	25
Tensão de Escoamento	Kgf/mm <sup>2</sup> [MPa]	50 [500]	50 [500]	55 [550]
Tensão de Ruptura	Kgf/mm <sup>2</sup> [MPa]	55 [550]	55 [550]	75 [750]
Carga de Escoamento	tf	98	40	27
Carga de Ruptura	tf	108	44	37
Módulo de Elasticidade	Kgf/mm <sup>2</sup>	21.000	21.000	21.000
Passo	mm	26	16	12,5
Área da Seção Transversal	mm <sup>2</sup>	1.963	804	491
Peso	Kg/m	15,40	6,24	3,90

Quadro 7- Características das barras de aço GEWI ST 50/55 para diferentes diâmetros.

Fonte: Catálogos DYWIDAG, disponível em: <  
[https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI\\_Protendidos\\_Sistemas-GEWI\\_es\\_01.pdf](https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Sistemas-GEWI_es_01.pdf)>. Acesso em: 30 nov.2017.

Local		Carga
1	Arquibancadas	4
2	Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5
3	Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência
		2 1,5
4	Bibliotecas	Sala de leitura Sala para depósito de livros Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura observado, porém o valor mínimo de
		2,5 4 6
5	Casas de máquinas	(Incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de
		7,5
6	Cinemas	Platêa com assentos fixos Estúdio e platêa com assentos móveis Banheiro
		3 4 2
7	Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos Sala de assembleia com assentos móveis Salão de danças e salão de esportes Sala de bilhar e banheiro
		3 4 5 2
8	Corredores	Com acesso ao público Sem acesso ao público
		3 2
9	Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de
		3
10	Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3
		-
11	Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Despensa, área de serviço e lavanderia
		1,5 2
12	Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7) Sem acesso ao público
		3 2,5
13	Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas
		3 2
14	Escritórios	Salas de uso geral e banheiro
		2
15	Fornos	Sem acesso a pessoas
		0,5
16	Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
		3
17	Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
		3
18	Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de $\phi$ indicados em 2.2.1.6
		3
19	Ginásios de esportes	
		5

/continua

Quadro 8- valores mínimos das cargas verticais.

Fonte: NBR 6120/1980.