

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES E ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO ENGLOBANDO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO
E ESTRUTURAL**

Vinícius Araújo de Souza Dutra

2013



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES E ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO ENGLOBANDO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO
E ESTRUTURAL

Vinícius Araújo de Souza Dutra

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de
Engenharia Civil da Escola Politécnica,
Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte
dos requisitos necessários à obtenção do título de
Engenheiro.

Orientador: José Martinho de Azevedo Rodrigues

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2013

PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES E ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO ENGLOBANDO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E
ESTRUTURAL

Vinícius Araújo de Souza Dutra

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. José Martinho de Azevedo Rodrigues

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, M.Sc.

Engº Pedro Yuji Kawasaki

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2013

Dutra, Vinícius Araújo de Souza

Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

VI, 83 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: José Martinho de Azevedo Rodrigues

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 81-82.

1. Cortina Ancorada. 2. Estabilidade de Talude. 3. Tirantes. I. Rodrigues, José Martinho de Azevedo. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

**PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES E ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO ENGLOBANDO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E
ESTRUTURAL**

Vinícius Araújo de Souza Dutra

Abril/2013

Orientador: José Martinho de Azevedo Rodrigues

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta uma citação bibliográfica sobre os principais conceitos e elementos necessários para elaboração de um projeto básico de uma obra de contenção de um talude terroso. Também são apresentados os métodos de análise de estabilidade de taludes.

O objetivo principal deste trabalho é propor uma solução para a estabilização de um talude terroso de corte de uma rodovia, apresentando seu dimensionamento geotécnico e estrutural, inclusive a análise de sua estabilidade.

Palavras-chave: Cortina Ancorada, Estabilidade de Talude, Tirantes.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

Project of Slope Stabilization and Contention Structures including Geotechnical Sizing
and Structural Design

Vinícius Araújo de Souza Dutra

April/2013

Advisors: José Martinho de Azevedo Rodrigues

Course: Civil Engineering

This work presents a bibliographic review about the key concepts and elements needed to develop a basic Engineering Project of Slope Earthy Containment work. Methods of stability analysis of slopes are also presented.

The main objective of this work is to propose a solution to the stabilization of a slope earthy of cut on a highway, presenting their geotechnical sizing and structural design, including a analysis of their stability.

Key words: Tied back walls, Stability of slopes, Tied back.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	5
1.1 OBJETIVO	6
1.2 METODOLOGIA	6
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	7
2. CITACÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	8
2.1.1 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS	8
2.2 OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	18
2.2.1 SOLO GRAMPEADO.....	18
2.2.2 RETALUDAMENTO.....	19
2.2.3 DRENAGEM.....	21
2.2.4 CORTINAS ANCORADAS E ESTAQUEADAS	24
3. ESTUDO DE CASO	37
3.1 GENERALIDADES DA RODOVIA	37
3.2 VISITA AO LOCAL	37
3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TALUDE.....	38
3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO TALUDE	38
3.5 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	39
3.5.1 RETROANÁLISE PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	39
3.6 DESCRIÇÃO DA OBRA	40
3.7 ESCOLHA DO MÉTODO DE ESTABILIZAÇÃO	42
3.7.1 DESCRIÇÃO DA CORTINA ANCORADA E ESTAQUEADA.....	42
3.8 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES	45
3.8.1 SEÇÃO DE PROJETO	45
3.8.2 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DOS TIRANTES PELO MÉTODO DE CULMANN	46
3.9 DETALHAMENTO DA CORTINA ATIRANTADA	52
3.10 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	54
3.11 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO PARAMENTO DA CORTINA ATIRANTADA.....	61
3.12 DIMENSIONAMENTO DAS MICROESTACAS	76
3.13 GEOMETRIA DA CORTINA ANCORADA E ESTAQUEADA	78
4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	80
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	81

**6. APÊNDICE A – TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE
SEÇÃO RETANGULAR – AÇO CA-50 – PROF ERNANI DIAZ
(2002).....83**

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2-1 - Massa de solo dividida em fatias (Autor).</i>	10
<i>Figura 2-2 - Fatia de solo analisada individualmente (Gerscovich, 2009).</i>	10
<i>Figura 2-3 - Fatia de solo analisada individualmente (Gerscovich, 2009).</i>	13
<i>Figura 2-4 - Forças atuantes na cunha de solo (Rodrigues, 2011).</i>	15
<i>Figura 2-5 - Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos (GeoRio, 2000).</i>	19
<i>Figura 2-6 - Retaludamento através de corte com redução da altura do talude (Carvalho, 1991).</i>	20
<i>Figura 2-7 - Indicação dos diversos dispositivos de um sistema de drenagem superficial (Carvalho, 1991).</i>	22
<i>Figura 2-8 - Detalhes de uma canaleta de drenagem superficial (Carvalho, 1991).</i>	22
<i>Figura 2-9 - Escada d'água, na rodovia em estudo (Autor).</i>	23
<i>Figura 2-10 - Estabilização de um talude por drenagem profunda (Carvalho, 1991).</i>	23
<i>Figura 2-11 - Esquema típico de tirante (Rodrigues, 2011).</i>	25
<i>Figura 2-12 - Detalhe cabeça do tirante (Rodrigues, 2011).</i>	26
<i>Figura 2-13 - Detalhe ensaio de protensão de tirante.</i>	29
<i>Figura 2-14 - Exemplo de aplicação de uma cortina ancorada, Carvalho (1991).</i>	31
<i>Figura 2-15 - Cortina ancorada e estaqueada, da rodovia em estudo (Autor).</i>	31
<i>Figura 2-16 - Sequência construtiva de cortinas ancoradas, pelo método brasileiro (Rodrigues, 2011).</i>	32
<i>Figura 2-17 - Emprego de microestacas em cortina ancorada (GEORIO, 2000).</i>	36
<i>Figura 3-1 - Topografia da Região em Estudo.</i>	38
<i>Figura 3-2 - Seção da retroanálise (Slide).</i>	40
<i>Figura 3-3 - Escorregamentos no Talude em estudo (Autor).</i>	41
<i>Figura 3-4 - Obras de Estabilização do Talude, em Execução (Autor).</i>	41
<i>Figura 3-5 - Cortinas Ancoradas, na Rodovia em Estudo (Autor).</i>	44
<i>Figura 3-6 - Seção Típica das Cortinas Ancoradas, da Rodovia em Estudo (Autor).</i>	44
<i>Figura 3-7 - Seção do talude de projeto.(Autor)</i>	45
<i>Figura 3-8 - Seção recomposta cortina ancorada (1 tirante) e taludamento - FS pelo Método de Bishop (Slide).</i>	49
<i>Figura 3-9 - Seção recomposta cortina ancorada (1 tirante) e taludamento - FS pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).</i>	50
<i>Figura 3-10 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FSmin pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).</i>	51
<i>Figura 3-11 - Cortina Atirantada - Vista frontal- Painel 3,5x10,0m.</i>	53
<i>Figura 3-12 - Cortina Atirantada – Corte - Detalhe trechos livre e ancorado</i>	53
<i>Figura 3-13 - Seção recomposta com taludamento – Geometria (Slide).</i>	55
<i>Figura 3-14 - Seção recomposta com taludamento – Superfícies potenciais de ruptura (Slide).</i>	55
<i>Figura 3-15 - Seção recomposta com taludamento - FSmin pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).</i>	56

<i>Figura 3-16 - Seção recomposta com taludamento - FSmin pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).</i>	56
<i>Figura 3-17 - Seção recomposta com cortina ancorada e taludamento – Geometria (Slide).</i>	57
<i>Figura 3-18 - Seção recomposta com cortina ancorada e taludamento – Superfícies potenciais de ruptura (Slide).</i>	58
<i>Figura 3-19 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FSmin. pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).</i>	58
<i>Figura 3-20 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FSmin. pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).</i>	59
<i>Figura 3-21 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS. com a mesma superfície potencial de ruptura da análise sem tirantes pelo Método de Morgenstern-Price(Slide).</i>	60
<i>Figura 3-22 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS. com a mesma superfície potencial de ruptura da análise sem tirantes pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).</i>	60
<i>Figura 3-23 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS. com a mesma superfície potencial de ruptura da análise sem tirantes pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).</i>	61
<i>Figura 3-24 - Componente horizontal do tirante, (autor).</i>	62
<i>Figura 3-25 - Esquema estrutural e carregamento – viga horizontal (Ftool).</i>	63
<i>Figura 3-26 - Diagrama de esforço cortante (kN) - viga horizontal (Ftool).</i>	63
<i>Figura 3-27 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - viga horizontal (Ftool).</i>	63
<i>Figura 3-28 - Esquema estrutural e carregamento – viga vertical (Ftool).</i>	69
<i>Figura 3-29 - Diagrama de esforço cortante (kN) - viga vertical (Ftool).</i>	69
<i>Figura 3-30 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - viga vertical (Ftool).</i>	69
<i>Figura 3-31 - Geometria da punção.....</i>	72
<i>Figura 3-32 - Componente vertical do tirante, (autor).</i>	77
<i>Figura 3-33 - Vista frontal. Disposição dos drenos curtos, dreno sub-horizontal profundo, tirantes e estacas na cortina ancorada e estaqueada.(Autor)</i>	78
<i>Figura 3-34 - – Corte da cortina ancorada e estaqueada.(Autor)</i>	79

1. INTRODUÇÃO

Atualmente um dos grandes problemas vivenciados pela população brasileira é a instabilidade de encostas, que vem provocando acidentes catastróficos colocando inclusive vidas em risco. Épocas chuvosas com elevado índice pluviométrico têm se tornado verdadeiros tormentos para a população, nesses períodos são quando as encostas ficam mais suscetíveis a escorregamentos, devido ao aumento do excesso de poro-pressão que reduz a resistência do solo ao cisalhamento. Com a ocupação humana desordenada a realização de obras em áreas de risco, cada vez mais as encostas consideradas de risco e suas proximidades vêm sendo ocupadas, o que torna o problema da estabilidade de taludes e obras de contenção cada dia mais importante de ser divulgado e conscientizado pela população.

Escorregamento é um movimento de massa que ocorre em encostas, devido principalmente as intempéries, cortes e aumento de poro-pressões.

A ocorrência de escorregamentos terrosos em rodovias brasileiras é elevada e gera grande destruição, acarretando em grandes prejuízos financeiros e destruição de vidas humanas, necessitando assim, de obras emergenciais para reparar o estrago ocasionado pelos mesmos.

Em um local onde o escorregamento terroso proveniente de uma encosta às margens de uma rodovia invadiu a pista de rodagem, foi feito um estudo detalhado das possíveis causas do acidente e das soluções cabíveis à serem aplicadas, por fim sendo proposta a construção de uma cortina ancorada para recompor tal paramento.

A solução em cortina ancorada, que é uma estrutura de contenção composta de concreto armado que transmite os esforços de tração ao terreno através de tirantes, apesar de seu elevado custo, é uma prática bastante usual em rodovias e ferrovias onde o terreno é bastante acidentado e possui limitantes em sua geometria.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é apresentar como foi feito o estudo a fim de se obter a solução escolhida para recompor e estabilizar o talude de corte onde houve escorregamento em uma rodovia, detalhando os passos necessários e realizados para se alcançar tal objetivo. Também será feito o dimensionamento, detalhamento e análise de estabilidade da solução adotada.

1.2 METODOLOGIA

Para alcançar o objetivo exposto, foram implementadas as seguintes etapas, listadas abaixo:

- Visita ao local do acidente, com coleta e observação de todos os elementos necessários para elaborar o estudo;
- Levantamento plani-altimétrico e cadastral da área de interesse do projeto de estabilidade de talude;
- Elaboração de um reconhecimento geológico-geotécnico do local;
- Programação geotécnica de ensaios de campo e de laboratório para definição dos parâmetros geotécnicos do solo em questão;
- Estudo das possíveis causas do acidente, a fim de elaborar a solução mais adequada para o acidente;
- Revisão sucinta da literatura, abordando tópicos importantes do conhecimento relacionados ao projeto em estudo;
- Dimensionamento geotécnico e estrutura, com detalhamento da solução adotada para o acidente;
- Utilização do software computacional Slide 6.0 para analisar as estabilidades locais e globais do talude;
- Redação do trabalho.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Para facilitar a compreensão deste trabalho, será feita a apresentação da estrutura do trabalho em forma de capítulos, conforme descrito a seguir.

Neste capítulo, é feita a introdução descrevendo o objetivo, a metodologia para alcançá-lo e é apresentada a estrutura do trabalho.

Seguindo este capítulo, no capítulo 2 é feita uma citação bibliográfica, destacando os métodos de análise de estabilidade de taludes de Morgenstern-Price e de Bishop simplificado, e algumas estruturas de contenção estudadas como possíveis soluções para o acidente, com ênfase na cortina ancorada e estaqueada, solução adotada e objeto desse estudo.

No capítulo 3 é realizado o estudo de caso: Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural..

No capítulo 4 são apresentadas as conclusões.

No capítulo 5 são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas ao longo da execução do projeto.

2. CITACÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será feita uma abordagem dos métodos de análise de estabilidade de taludes, em geral, com ênfase nos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern & Price que foram utilizados neste trabalho, além de uma apresentação das obras de contenção de taludes estudadas como possíveis soluções para o acidente, com enfoque maior para as cortinas ancoradas, objetos deste estudo.

2.1 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Os métodos de análise de estabilidade de taludes são divididos em duas categorias: métodos determinísticos, nos quais a medida da segurança do talude é feita em termos de um fator de segurança e métodos probabilísticos, nos quais a medida de segurança é feita em termos da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura (GEORIO, 2000).

No presente trabalho são abordados e utilizados apenas os métodos determinísticos.

2.1.1 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS

1. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Nos métodos de equilíbrio limite, os resultados da análise são geralmente apresentados em termos de um fator de segurança que indica a razão entre a resistência disponível e a resistência mobilizada. Têm-se então que o fator de segurança (FS) é a razão entre as forças estabilizantes e forças instabilizantes.

Neste tipo de análise, adotam-se as seguintes hipóteses:

- A superfície potencial de ruptura é previamente conhecida e ocorre ao longo de uma superfície bem definida;

- A massa de solo comporta-se como material rígido-plástico e encontra-se em condições iminentes de ruptura generalizada, ou seja, rompe-se bruscamente sem se deformar;

- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura do talude, ou seja, no estado onde a resistência da massa de solo é igual solicitação imposta a ele;
- O fator de segurança, FS , é constante ao longo da superfície potencial de ruptura, ignorando-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

2. MÉTODO DAS FATIAS

Dentre os métodos que utilizam a hipótese do equilíbrio limite, o mais utilizado é o Método das Fatias.

Esse método consiste na divisão da massa potencialmente instável em fatias verticais, sendo que a superfície potencial de ruptura pode ser circular ou poligonal. Para tal, analisam-se equações de forças (ou momentos) para cada fatia ou para a massa toda. Exemplos de métodos com superfície circular: Fellenius (1936), Taylor (1949) e Bishop (1955). Exemplos com superfície qualquer: Janbu (1973), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967).

A solução para o problema é estaticamente indeterminada, pois há mais incógnitas do que equações de equilíbrio. Por isso, existem diversas abordagens baseadas em diferentes hipóteses simplificadoras.

O método de solução consiste nas seguintes etapas:

- Subdividir o talude em fatias e assumir a base da fatia linear;
- Efetuar o equilíbrio de forças de cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia são geradas pelo peso de solo contido na fatia;
- Calcular o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos.

As Figuras 2-1 e 2-2 ilustram, respectivamente, a massa de solo dividida em fatias e uma das fatias analisada separadamente.

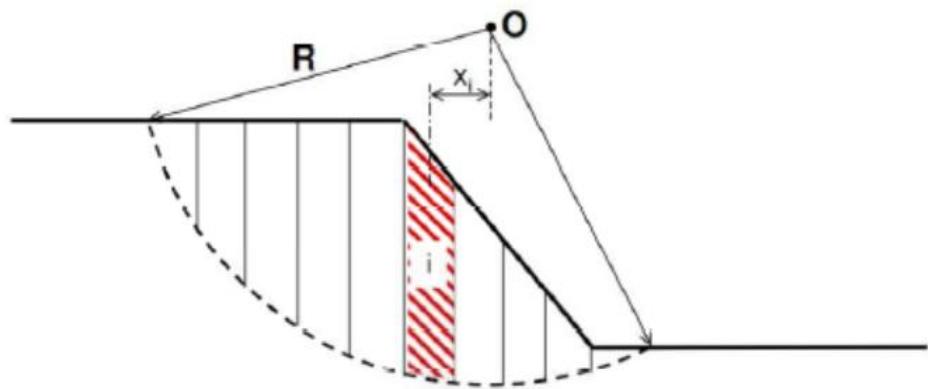


Figura 2-1 - Massa de solo dividida em fatias (Autor).

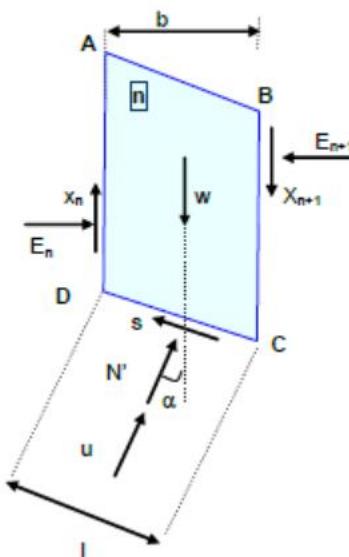


Figura 2-2 - Fatia de solo analisada individualmente (Gerscovich, 2009).

Onde,

W – Peso da Fatia;

X_n e X_{n+1} – resultantes das tensões cisalhantes às laterais da fatia;

E_n e E_{n+1} – resultantes das tensões normais às laterais da fatia;

u – resultante da poro-pressão na base da fatia;

N' – resultante das tensões efetivas normais à base;

s – resistência mobilizada na base da fatia.

As tabelas 2-1 e 2-2 apresentam, respectivamente, as incógnitas e as equações presentes neste sistema de forças:

Tabela 2-1 - Resumo das incógnitas (BECKER, 2011).

Incógnitas	Descrição
n	Resultante das tensões efetivas normais à base de cada fatia, N
n	Ponto de aplicação de N
$n-1$	Resultante das tensões normais aplicadas às laterais de cada fatia, X
$n-1$	Ponto de Aplicação de X
$n-1$	Resultante das tensões cisalhantes às laterais de cada fatia, Z
1	Fator de Segurança – FS
$5n-2$	Número total de incógnitas

Tabela 2-2 - Resumo das equações conhecidas do FS (BECKER, 2011).

Incógnitas	Descrição
n	Somatório de forças verticais
n	Somatório de forças horizontais
n	Somatório de Momentos
$3n$	Número total de equações

Verifica-se que, para esse sistema de forças, existem $5n-2$ incógnitas e $3n$ equações tornando o sistema indeterminado. Entretanto, com base em algumas propostas simplificadoras, o sistema se torna possível e determinável.

Para projetos preliminares e classificados como risco desprezível, o tempo consumido em análises detalhadas não é justificado. Recomenda-se, nestes casos, o uso de métodos convencionais e simplificados, com superfícies circulares de ruptura (ex.: Bishop simplificado). Para projetos classificados como risco pequeno a médio, recomenda-se o uso de métodos simplificados com superfície de ruptura não circulares (ex.: Janbu, 1973), ou métodos rigorosos (ex.: Morgenstern & Price, 1965). Todavia, análises com superfície de ruptura circular (Bishop, 1955) podem ser, ainda, ocasionalmente aplicadas em estudos preliminares. Para projetos de risco elevado, são

requeridos estudos geológicos e geotécnicos mais detalhados da área e análises rigorosas de estabilidade (ex.: Morgenstern & Price, Spencer ou Sarma).

Para a elaboração do presente estudo, optou-se pela utilização de 2 métodos nas análises de estabilidade do talude, sendo o método de Bishop Simplificado e o método de Morgenstern & Price, detalhados adiante. Para o cálculo desses métodos foi utilizado o software computacional Slide 6.0.

3. MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Conforme Bishop e Morgenstern (1960), é possível omitir os termos de esforços horizontais entre fatias, ($X_n - X_{n+1}$), com uma perda de precisão de menos de 1%. Tem-se então, o método chamado Bishop Simplificado.

Faz-se o equilíbrio de forças em cada fatia na direção vertical à superfície de ruptura. Com isso, obtém-se:

$$N' = \frac{W + X_n - X_{n+1} - u \cdot b - \frac{c' \cdot l}{FS} \cdot \text{sen}\alpha}{\cos\alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\phi'}{FS} \right\}} \quad (1)$$

Substituindo o valor de N' na equação geral e rearranjando os termos, chega-se a:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \text{sen}\alpha} \sum [c' \cdot b + [(W - u \cdot b) + (X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg}\phi'}{\cos\alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\phi'}{FS} \right\}}] \quad (2)$$

O método de Bishop assume que

$$\sum [(X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg}\phi'}{\cos\alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\phi'}{FS} \right\}} = 0 \quad (3)$$

Esta hipótese equivale a desprezar as parcelas de esforço horizontal entre lamelas. Com isso chega-se a:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \cdot \text{sen}\alpha} \sum \left([c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \text{tg}\phi'] \frac{1}{\cos\alpha \left\{ \frac{1 + \text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\phi'}{FS} \right\}} \right) \quad (4)$$

Como o FS aparece nos dois lados da equação, deve-se usar um cálculo iterativo para obter uma solução.

O cálculo iterativo deverá ser realizado da seguinte forma: estima-se um valor inicial FS_1 , e entra-se com esse FS_1 no lado direito da equação e extrai-se um novo valor de fator de segurança, FS_2 , que deve ser comparado com FS_1 , sendo necessária somente precisão decimal no valor de FS em análises correntes. Caso a precisão não seja alcançada deve-se repetir o processo. Entra-se com esse FS_2 no lado direito da equação e extrai-se um novo valor de fator de segurança, FS_3 , que deve ser comparado com FS_2 . Assim sucessivamente até obter a precisão desejada.

Existem algumas dificuldades na aplicação do método de Bishop simplificado e recomenda-se aplicar outro método mais rigoroso quando ocorrer as seguintes situações:

Na região no pé do talude, α negativo, gerando um valor negativo ou nulo no denominador de N' ;

FS menor que 1,0, e excesso de poro-pressão (u) grande o suficiente para tornar o denominador de N' negativo.

4. MORGENSTERN & PRICE

O método mais geral de equilíbrio limite para superfície qualquer foi desenvolvido por Morgenstern & Price (1965). A Figura 2-3 mostra os esforços na fatia.

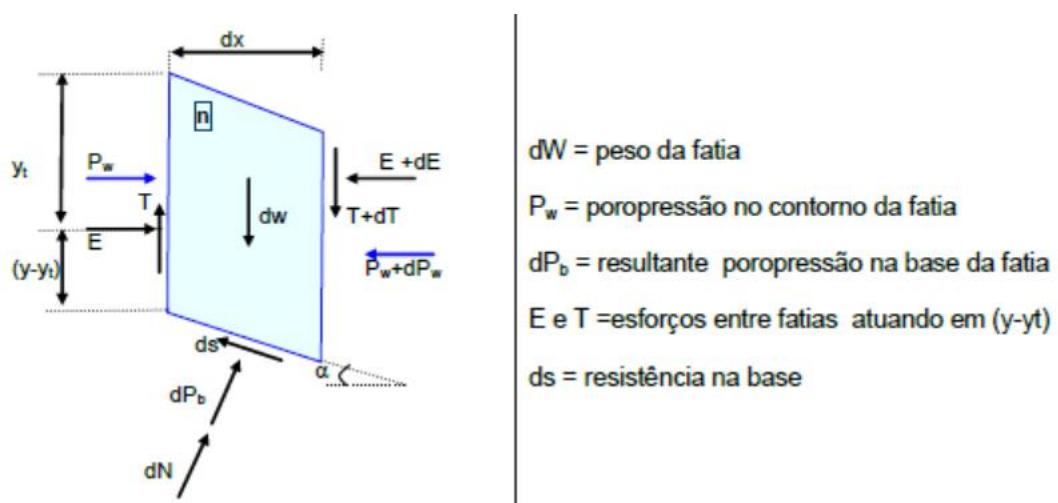


Figura 2-3 - Fatia de solo analisada individualmente (Gerscovich, 2009).

Para tornar o problema estaticamente determinado, a relação entre E e T é dada por uma função:

$$T = \lambda f(x)E \text{ ou } \tan\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (5)$$

Onde λ é um parâmetro que deve ser determinado a partir da solução de $f(x)$ uma função arbitrária.

Caso $f(x) = 0$ a solução é idêntica à de Bishop e quando $f(x) = \text{constante}$, o método torna-se idêntico ao de Spencer.

O método é solucionado iterativamente assumindo-se valores para FS e λ e calculando-se E e M(x) para cada fatia. Nos contornos ($x=0$ e $x=n$) os valores de E e M deverão ser nulos; isto é:

$$x = x_0 \rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \quad (6)$$

$$x = x_n \rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \quad (7)$$

Assim sendo o processo iterativo é repetido até que as condições no contorno sejam satisfeitas. Faz-se necessário o uso de computadores para utilização do método. Como o resultado depende da hipótese adotada para λ , é importante ter conhecimento prévio da função adotada.

5. MÉTODO DE CULMANN

A análise de estabilidade de taludes pelo método de Culmann tem como hipótese básica a ruptura planar passando pelo pé do talude. Este método produz resultados aceitáveis para taludes aproximadamente verticais (entre 75° e 90°).

A Figura 2-4 mostra um talude de altura H, formando um ângulo i com a horizontal, onde AD é um plano de ruptura arbitrado e definido pelo ângulo θ_{cr} que forma com a horizontal e tem dimensão l.

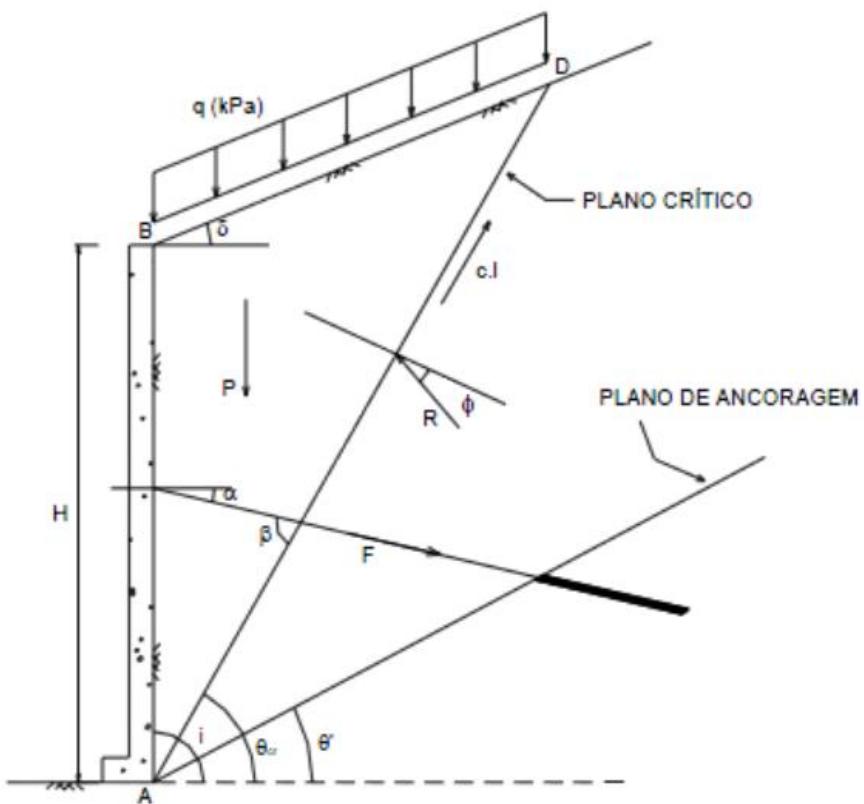


Figura 2-4 - Forças atuantes na cunha de solo (Rodrigues, 2011).

Parâmetros geotécnicos:

c = coesão

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

γ = peso específico do solo

q = sobrecarga (kPa, kgf/cm², tf/m²)

Onde:

θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

θ = ângulo formado pela horizontal com um plano qualquer de possível deslizamento;

i = inclinação do talude com a horizontal;

θ' = ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem;

δ = ângulo formado pela horizontal com a inclinação do terreno acima da cortina;

α = ângulo formado pelos tirantes com a horizontal;

β = ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento;

$\beta = \alpha + \theta_{cr}$;

P = peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão unitária. Obs.: em taludes sujeitos à sobrecarga, esta deverá ser incluída no cálculo de P ;

R = reação do maciço terroso sobre a cunha ABD;

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

$c.l$ = força de coesão necessária para manter a cunha ABD em equilíbrio;

$F.S.$ = coeficiente de segurança ao deslizamento;

$F.S._{min}$ = coeficiente de segurança mínimo (relativo ao plano crítico de deslizamento);

$F.S.p$ = coeficiente de segurança obtido com as forças de protensão;

F = força de protensão necessária para obtenção do fator de segurança $F.S.p = 1,5$ à cunha ABD (com dimensão transversal unitária);

H = altura da estrutura de arrimo;

q = sobrecarga.

A partir dos dados gerais do problema, i , δ , α , c , ϕ , γ , H , $F.S.p$ e q são aplicadas as seguintes expressões conforme demonstrado abaixo:

Calcula-se θ_{cr} e β , ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento e ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento, respectivamente:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (8)$$

$$\beta = \alpha + \theta_{cr} \quad (9)$$

Então, se calcula l e P , comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento e peso da cunha mais provável de deslizamento, respectivamente.

$$l = \frac{H}{\sin \theta_{cr} - \cos \theta_{cr} \cdot \tan \delta} \quad (10)$$

$$P = \frac{\gamma \cdot H \cdot (l \cdot \cos \theta_{cr} \cdot \tan \delta + H)}{2 \tan \theta_{cr}} + q \cdot l \cdot \cos \theta_{cr} \quad (11)$$

Com isso, calcula-se FS_{min} :

$$FS_{min} = \frac{c \cdot l \cdot \cos \phi}{P \cdot \sin(\theta_{cr} - \phi)} \quad (12)$$

Com FS_{min} e $FS_p \rightarrow$ adotado igual a 1,5, tem-se:

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{min}} \quad (13)$$

Enfim, pode ser calculada a força de protensão necessária para se atingir o F.S. de 1,5:

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\sin(\theta_{cr} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (14)$$

Ancorando os tirantes no plano θ' , teremos um coeficiente de segurança superior ao mínimo, expresso pela equação abaixo:

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H_t} \cdot \sin i \cdot \cos \phi}{\sin(i - \theta') \cdot \sin(\theta' - \phi)} \quad (15)$$

2.2 OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Deve-se lembrar que, na opção por um destes tipo de obra, ou seja, na elaboração de projetos de estabilização de taludes, não se pode esquecer que “cada caso é um caso” e que “a natureza não se repete”, e, portanto, a adoção de uma solução deve estar embasada em estudos cuidadosos, que consideram as características do meio físico e os processos de instabilização envolvidos. Carvalho (1991)

2.2.1 SOLO GRAMPEADO

Solo grampeado é uma obra de contenção bastante prática e eficiente para a estabilização de taludes de escavações através do reforço do solo *in situ*.

O grampeamento do solo consta de um reforço obtido através da inclusão de elementos resistentes à flexão composta, denominados grampos (ou chumbadores), geralmente bar ras de aço. Os grampos são instalados sub horizontalmente, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento, transferindo tensões para o solo ao longo de todo seu comprimento, pois a ancoragem é feita em toda sua extensão.

O grampeamento é executado na massa de solo à medida que a escavação é executada em etapas, de cima para baixo, geralmente com 1m a 2m de profundidade, obtendo-se uma zona de solo reforçado que funcionará de suporte do material atrás sem reforço.

A altura máxima a escavar em cada etapa depende do tipo de terreno e da inclinação da face de escavação, que deverá ser estável durante a fase crítica que ocorre entre a escavação, instalação do reforço e aplicação de um revestimento de concreto projetado.

Os muros de solo grampeado podem ter paredes inclinadas acompanhando a geometria natural do terreno, reduzindo-se as escavações, conforme Figura 2-5.

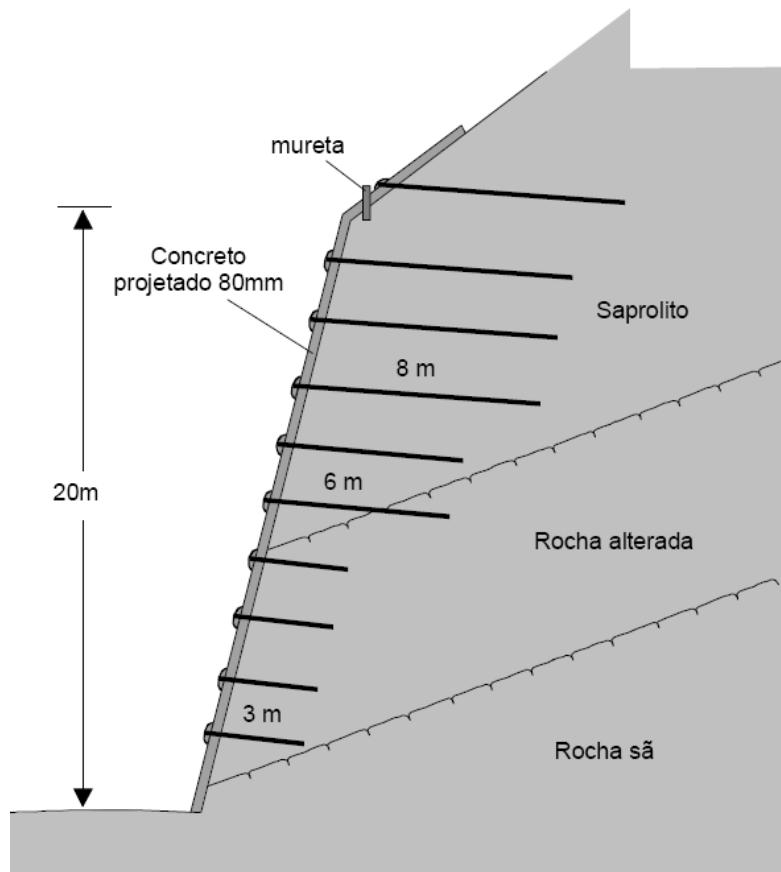


Figura 2-5 - Seção transversal de um solo grampeado com gramos de diferentes comprimentos (GeoRio, 2000).

2.2.2 RETALUDAMENTO

O retaludamento consiste em um processo de terraplanagem, através do qual se alteram, por cortes e/ou aterros, os taludes originalmente existentes em um determinado local, a fim de aumentar sua estabilidade tão quanto desejada.

Para que possa haver um aumento na estabilidade através desse método, são feitas alterações na geometria do talude, aliviando o peso junto à crista e acrescentando junto ao pé do talude. Dessa forma, um corte feito próximo à crista do talude diminui a parcela do momento atuante e a colocação de uma sobrecarga no pé do talude tem um efeito estabilizante (MASSAD, 2003).

Dentre as diversas obras de estabilização de taludes, os retaludamentos são as mais utilizadas, devido à sua simplicidade e eficácia.

Segundo Carvalho (1991), para qualquer tipo de solo ou rocha, em qualquer condição de ocorrência e sob a ação de quaisquer esforços, sempre existirá uma condição geométrica de talude que oferecerá estabilidade ao maciço.

Porém, em alguns casos, não há espaço suficiente para se alcançar o retaludamento com a declividade desejada ou, então, casos em que as obras de terraplanagem se tornam muito dispendiosas devido ao elevado movimento de terra, sendo melhor, nesses casos, recorrer às obras de contenção e/ou drenagem.

A Figura 2-6 mostra um retaludamento de corte.

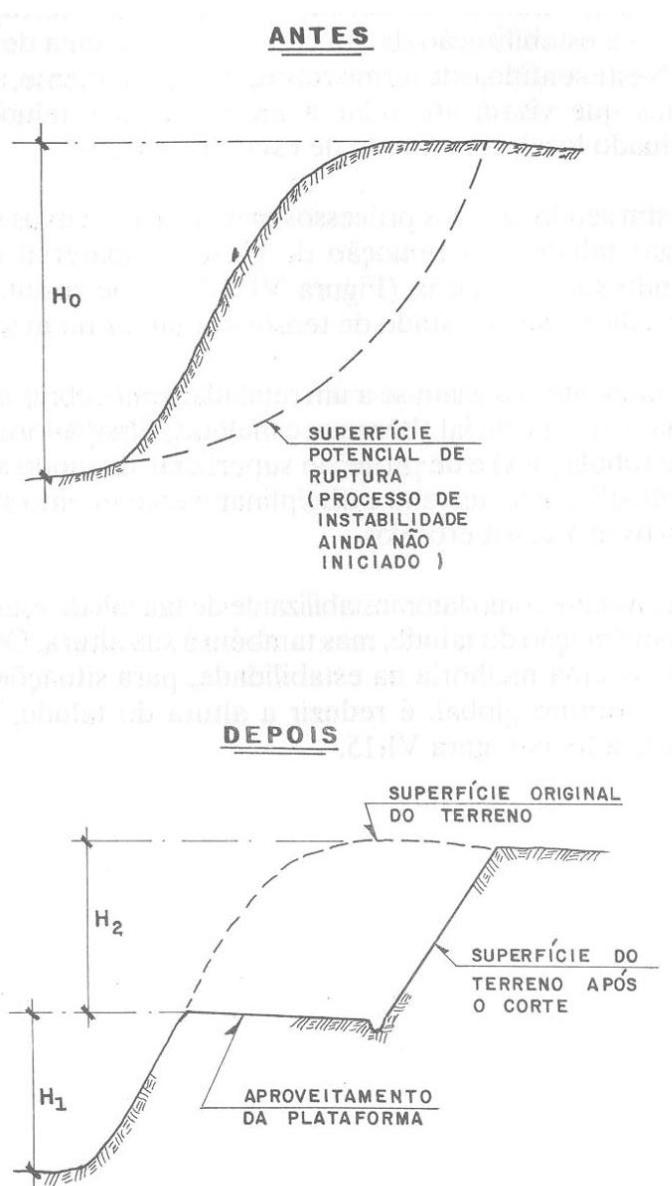


Figura 2-6 - Retaludamento através de corte com redução da altura do talude (Carvalho, 1991).

2.2.3 DRENAGEM

As obras de drenagem têm por finalidade a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, assim como a retirada de parte da água de percolação do maciço. Podem ser utilizadas como o único recurso para estabilizar o maciço ou como um recurso adicional das obras de estabilidade do talude associada a contenções, retaludamento ou proteções diversas.

Para o seu dimensionamento deve ser realizado um estudo no local sobre os índices pluviométricos, a área da bacia de contribuição e as características dos materiais por onde escoam as águas a serem drenadas.

Os dispositivos de drenagem em geral, possuem grande suscetibilidade a entupimentos e à danos em sua estrutura, tornando-se inoperante ou com deficiências. Esse é o motivo de grande parte dos acidentes associados a escorregamento de taludes. Devido a isso, é importante citar que os sistemas de drenagem devem ter uma programação de manutenção e vistorias realizada de forma contínua.

As Figuras 2-7, 2-8, 2-9, 2-10, a seguir, mostram algumas das soluções mais adotadas para drenagem.

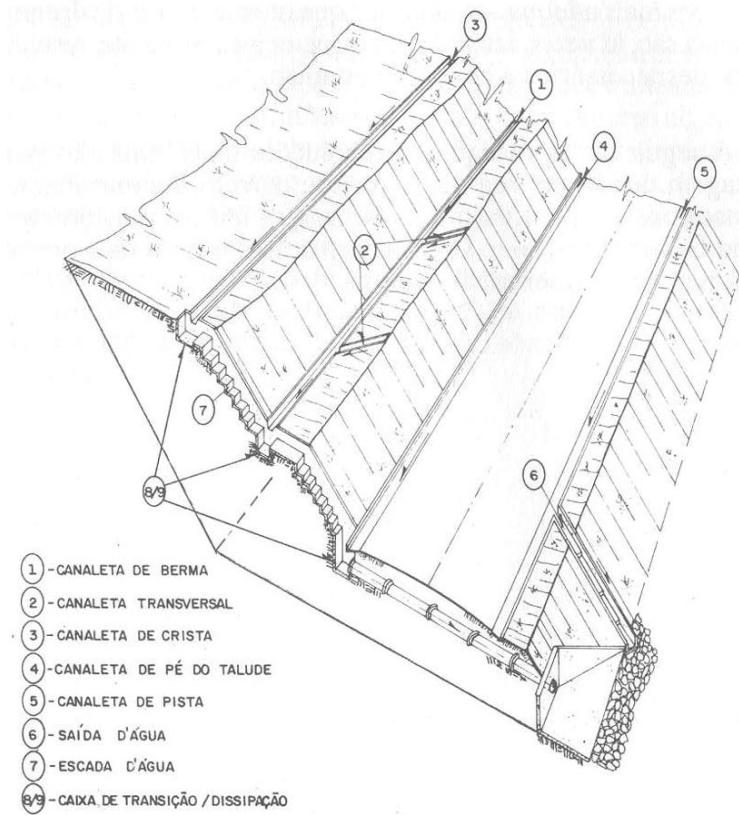


Figura 2-7 - Indicação dos diversos dispositivos de um sistema de drenagem superficial (Carvalho, 1991).

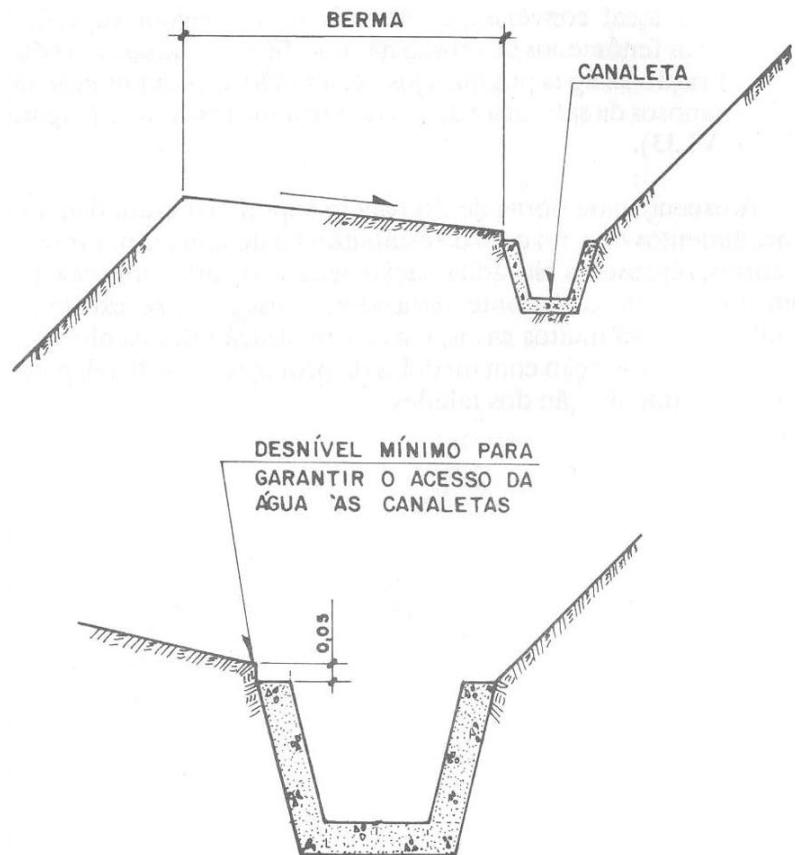


Figura 2-8 - Detalhes de uma canaleta de drenagem superficial (Carvalho, 1991).



Figura 2-9 - Escada d'água, na rodovia em estudo (Autor).

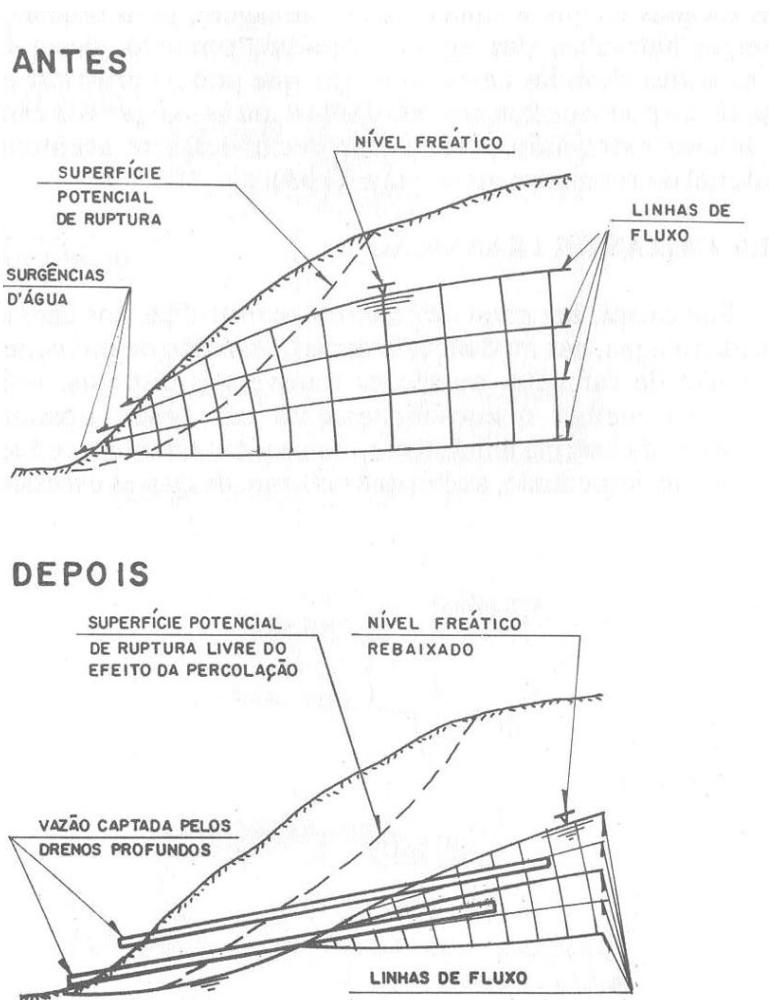


Figura 2-10 - Estabilização de um talude por drenagem profunda (Carvalho, 1991).

2.2.4 CORTINAS ANCORADAS E ESTAQUEADAS

Cortinas ancoradas são contenções que, através dos tirantes, se ligam a estruturas mais rígidas e apresentam ancoragem ativa, o que confere pequena deslocabilidade. São compostas por tirantes injetados no solo e solicitados a esforços axiais de protensão, presos na outra extremidade em um muro de concreto armado, projetado para resistir aos esforços gerados pela reação entre o solo e o sistema muro-tirantes. Possuem grande destaque dentre as estruturas de contenção devido à sua eficácia e versatilidade, podendo ser usadas em quaisquer situações geométricas, porém possuem um custo elevado.

Segundo More (2003), a utilização de cortinas ancoradas se constitui na solução técnica mais adequada, quando se procura conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

As cortinas ancoradas tiveram um grande desenvolvimento no Brasil devido ao trabalho de Antônio José da Costa Nunes, professor da Universidade Federal do Rio de Janeiro, que desenvolveu o método a partir de 1957 na empresa que trabalhava.

Um grande avanço ocorreu também na década de 1970, na implantação das obras do metrô de São Paulo, com a introdução de ancoragens reinjetáveis com calda de cimento sob altas pressões (MORE, 2003).

De acordo com Massad (2003), a determinação da carga necessária nos tirantes pode ser feita por equilíbrio limite através dos métodos de Culmann e Bishop simplificado, por exemplo. Porém é condição necessária que na composição do comprimento dos tirantes, os bulbos estejam além do plano (ou superfície) de escorregamento crítico.

1. ANCORAGENS-TIRANTES

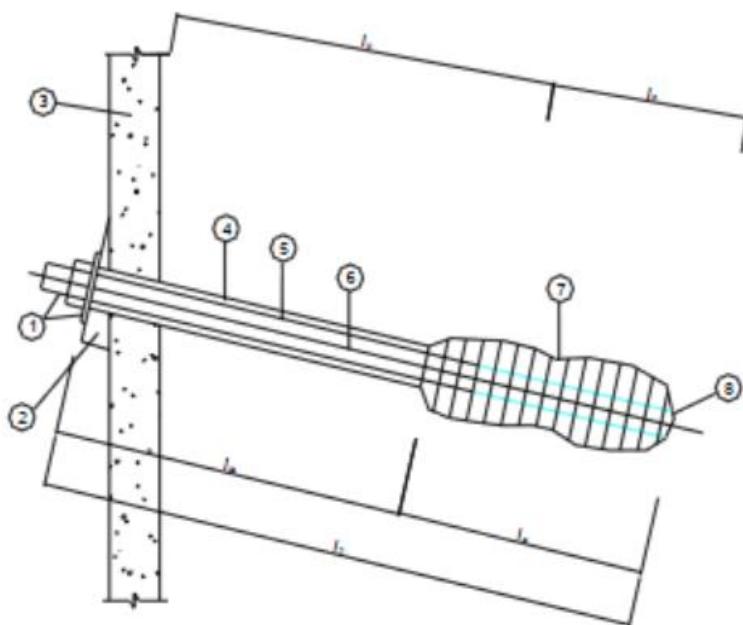
O tirante é um elemento estrutural linear capaz de transmitir esforços de tração entre suas extremidades, à parte que fica fora do terreno e à parte ancorada.

Da prática da engenharia, sabe-se que o aço é o principal elemento resistente à tração e desta forma, os tirantes são constituídos por um ou mais elementos de aço (barras, fios ou cordoalhas).

– PARTES DO TIRANTE

O tirante é composto por três partes principais, sendo essas a cabeça, o comprimento livre e o bulbo ou comprimento ancorado.

A figura 2-11 mostra um esquema típico de tirante, detalhando as partes que o compõe.



1. Cabeça de ancoragem
2. Bloco de apoio
3. Estrutura de apoio
4. Perfuração
5. Bainha de proteção
6. Tirante
7. Bulbo de ancoragem
8. Pé de ancoragem
9. l_{IT} – comprimento livre de tirante
10. l_a – comprimento de ancoragem do tirante
11. l_b – comprimento livre da ancoragem
12. l_s – comprimento do bulbo
13. l_T – comprimento total

Figura 2-11 - Esquema típico de tirante (Rodrigues, 2011).

Para uma melhor compreensão dos componentes dos tirantes de uma cortina ancorada e estaqueada, são apresentados a seguir, em detalhes, especificações e finalidades.

- Cabeça

A cabeça é o dispositivo que transfere a carga do tirante à estrutura a ser ancorada e, basicamente, é composta por placa de apoio, cunha de grau e bloco ancoragem, conforme ilustrado na Figura 2-12.

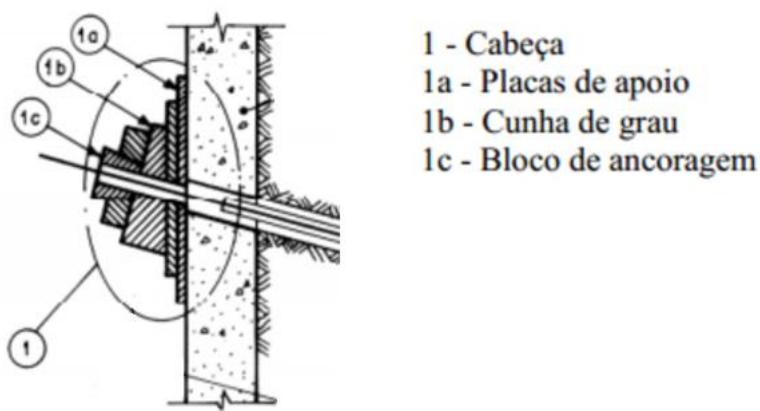


Figura 2-12 - Detalhe cabeça do tirante (Rodrigues, 2011).

A placa de apoio é uma chapa metálica, dimensionada de acordo com a tensão exercida pelo tirante, que tem função de redistribuir sobre a estrutura a tensão da carga de protensão. A utilização dessa chapa visa reduzir o efeito da punção sobre a cortina de concreto armado.

A cunha de grau é um elemento empregado para permitir o alinhamento adequado do tirante em relação a sua cabeça, sendo normalmente constituída por um cilindro ou chapas paralelas de aço.

Segundo a NBR 5629 (ABNT 2006), bloco de ancoragem é o conjunto de peças que prende o tirante na região da cabeça. Na prática, estas peças podem ser de três tipos: porcas, cunhas e botões.

- Comprimento Livre

O comprimento livre é a região entre a cabeça e o bulbo de ancoragem, onde o aço deve permanecer isolado da calda de injeção. Com esta finalidade, durante a montagem do tirante, o comprimento livre é protegido por graxa ou tubo cujo interior é injetado em operação independente da execução do bulbo e da bainha, com calda de cimento de forma que seja garantida a aprovação nos ensaios.

- Trecho ancorado

O trecho ancorado ou bulbo se situa na extremidade do tirante interna ao solo, é a parte que se encarrega de transmitir os esforços do tirante para o terreno, sendo constituído por um aglutinante, geralmente calda de cimento, que envolve o aço.

A transmissão de esforços do aço ao terreno é feita pela calda de cimento que constitui o bulbo. Considerando que a aderência aço-cimento é bem maior que a cimento-solo, resulta que o engastamento do aço no cimento pode ser significativamente menor que o comprimento total do bulbo, mesmo considerando a diferença de diâmetros.

- Método Executivo

- Preparo do tirante

Inicialmente o aço é cortado e/ou emendado no comprimento de projeto através de luvas especiais ou soldas que garantam que a resistência destas atenda à carga de projeto. O aço cortado deve receber a camada anticorrosiva para atender os requisitos previstos em norma.

- Perfuração

A perfuração para a instalação dos tirantes no terreno deve ser feita de acordo com o projeto (locação, inclinação e direção). O tipo de equipamento e metodologia de perfuração deve ser compatível com o tipo de terreno, comprimento e diâmetro do furo, bem como as características do tirante.

Em caso de risco de colapso da perfuração, é necessário o revestimento do furo e/ou a utilização de fluido estabilizante, desde que não contenha produtos agressivos aos elementos do tirante. Os furos deverão ser bem lavados após a perfuração.

- Instalação do tirante

É a etapa em que se faz o posicionamento do tirante. É necessário não atingir a proteção anticorrosiva, não deslocar os acessórios e posicionar a cabeça na altura correta.

O tirante pode ser instalado antes ou após o preenchimento do furo com calda de cimento ou aglutinante. Neste último caso, a introdução deve ser executada imediatamente após a colocação da calda ou aglutinante no furo.

- Injeção

Após a lavagem do furo, inicia-se o preenchimento do mesmo ainda com o revestimento, com calda de cimento, utilizando uma mangueira do fundo do furo para a extremidade superior (boca do furo). É feita então, a introdução do tirante. Nessa etapa, ocorre refluxo de calda de cimento pela boca do furo.

É feita a instalação da cabeça de injeção no revestimento. Juntamente com a retirada do revestimento, é feita a injeção de calda de cimento sobpressão.

- Aplicação de carga – Protensão

De acordo com a norma brasileira NBR-5629 (ABNT 2006), todos os tirantes devem ser submetidos a ensaios de protensão.

O equipamento de ensaio, é indicado na figura 2-13, consiste de um macaco hidráulico, placas de apoio, deflectômetros e dispositivos de referência para a medição dos deslocamentos, dispositivos centralizadores da carga e célula de carga. Em ensaios de recebimento, somente, podem-se empregar outros dispositivos mais simples de medição de deslocamento, como os paquímetros.

A figura 2-13 mostra o equipamento usado para o ensaio de protensão.

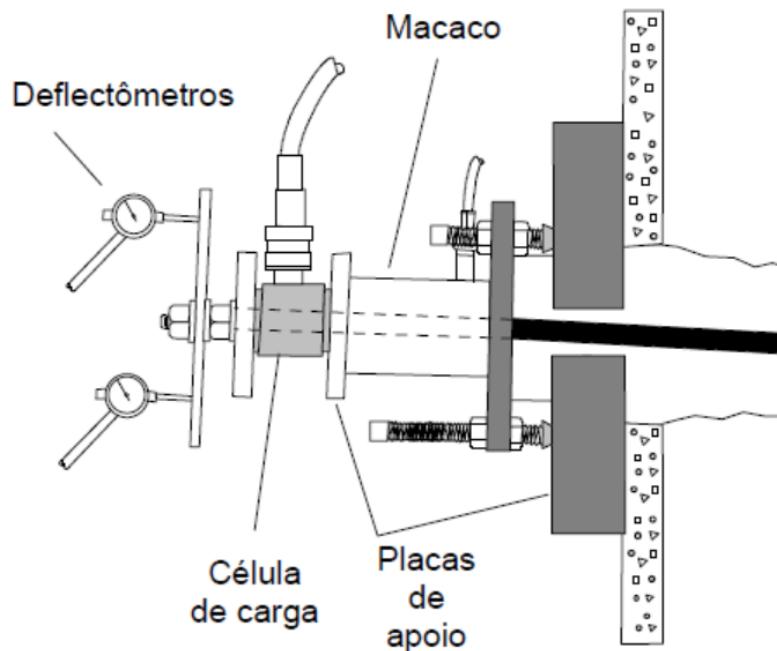


Figura 2-13 - Detalhe ensaio de protensão de tirante.

· Ensaios

Os tipos de ensaio, conforme norma NBR 5629 (ABNT 2006), são:

Ensaio de recebimento: tem como finalidade controlar a capacidade de carga e comportamento dos tirantes da obra. São ensaios de rotina em todas as obras. É obrigatória a sua realização em todas as ancoragens, adotando-se a proposição da norma NBR-5629/96.

- Tipo A: Ensaiar em 10% dos tirantes instalados e no mínimo em um ensaio.
- Tipo B: Realizado nas demais ancoragens.

Estágios de carga em ensaios de ancoragens:

A norma NBR-5629 (ABNT 2006) fornece todos os estágios de carga a serem praticados nos ensaios de recebimento tipos A e B, conforme apresentado na Tabela 2-3:

Tabela 2-3 – Cargas a serem aplicadas no ensaio de recebimento (NBR-5629).

TIPO A	TIPO B
$T_o = 0,1.f_y. A_s$	$T_o = 0,1.f_y. A_s$
$0,3.T_{trabalho}$	$0,3.T_{trabalho}$
$0,6.T_{trabalho}$	$0,6.T_{trabalho}$
$0,8.T_{trabalho}$	$0,8.T_{trabalho}$
$1,0.T_{trabalho}$	$1,0.T_{trabalho}$
$1,2.T_{trabalho}$	$1,2.T_{trabalho}$
$1,4.T_{trabalho}$	$1,4.T_{trabalho}$
$1,6.T_{trabalho}$	$1,6.T_{trabalho}$
$1,75.T_{trabalho}$	$1,75.T_{trabalho}$

Ensaio de qualificação: tem como finalidade verificar o comportamento dos elementos enterrados que constituem um tirante. Ele permite determinar a capacidade de carga e avaliar os comprimentos reais livres e ancorados;

Ensaio básico: para verificar a execução correta do tirante. Inclui a escavação do mesmo após o ensaio;

Ensaio de fluência: são ensaios de carga controlada que é mantida por intervalos de tempo controlados. Tem como objetivo medir o deslocamento da cabeça do tirante, verificando o desempenho sob cargas de longa duração.

· Incorporação

A incorporação do tirante é feita após a constatação do bom desempenho do mesmo após ensaios. A norma brasileira, NBR 5629 (ABNT 2006), recomenda que a carga de incorporação seja indicada em projeto e tenha o valor entre 80% e 100% da carga de trabalho prevista.

As Figuras 2-14 e 2-15 mostram a cortina com os tirantes já executados e a Figura 2-16 demonstra o processo executivo de cortinas ancoradas pelo método brasileiro.

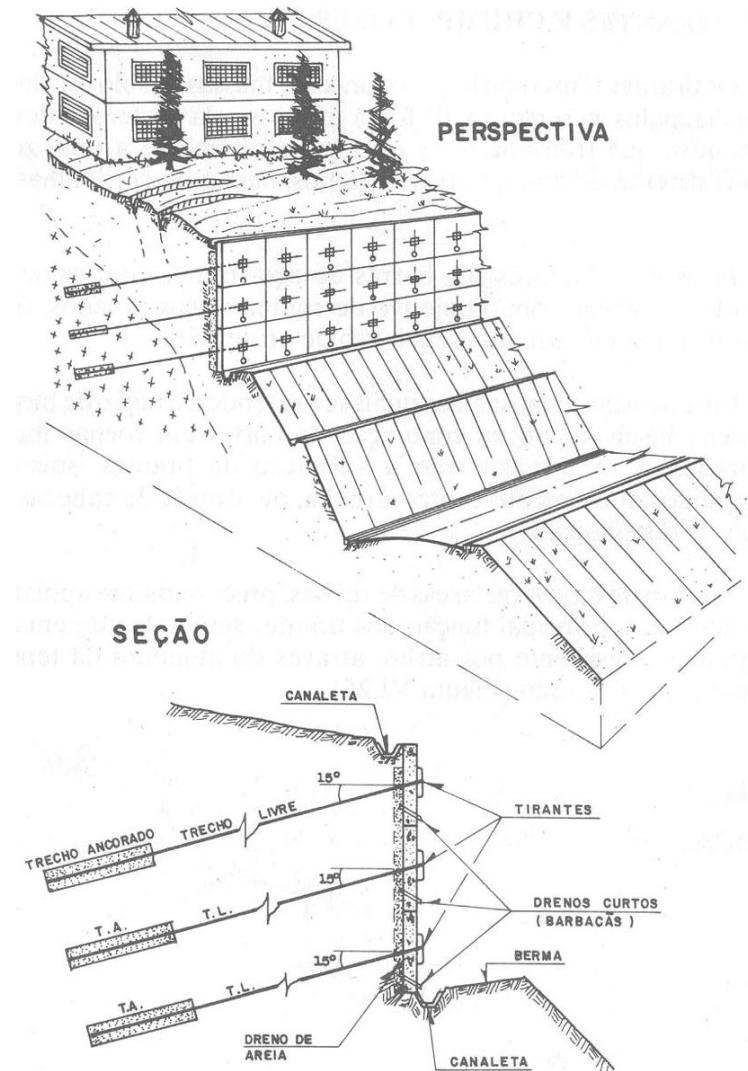


Figura 2-14 - Exemplo de aplicação de uma cortina ancorada, Carvalho (1991).



Figura 2-15 - Cortina ancorada e estaqueada, da rodovia em estudo (Autor).

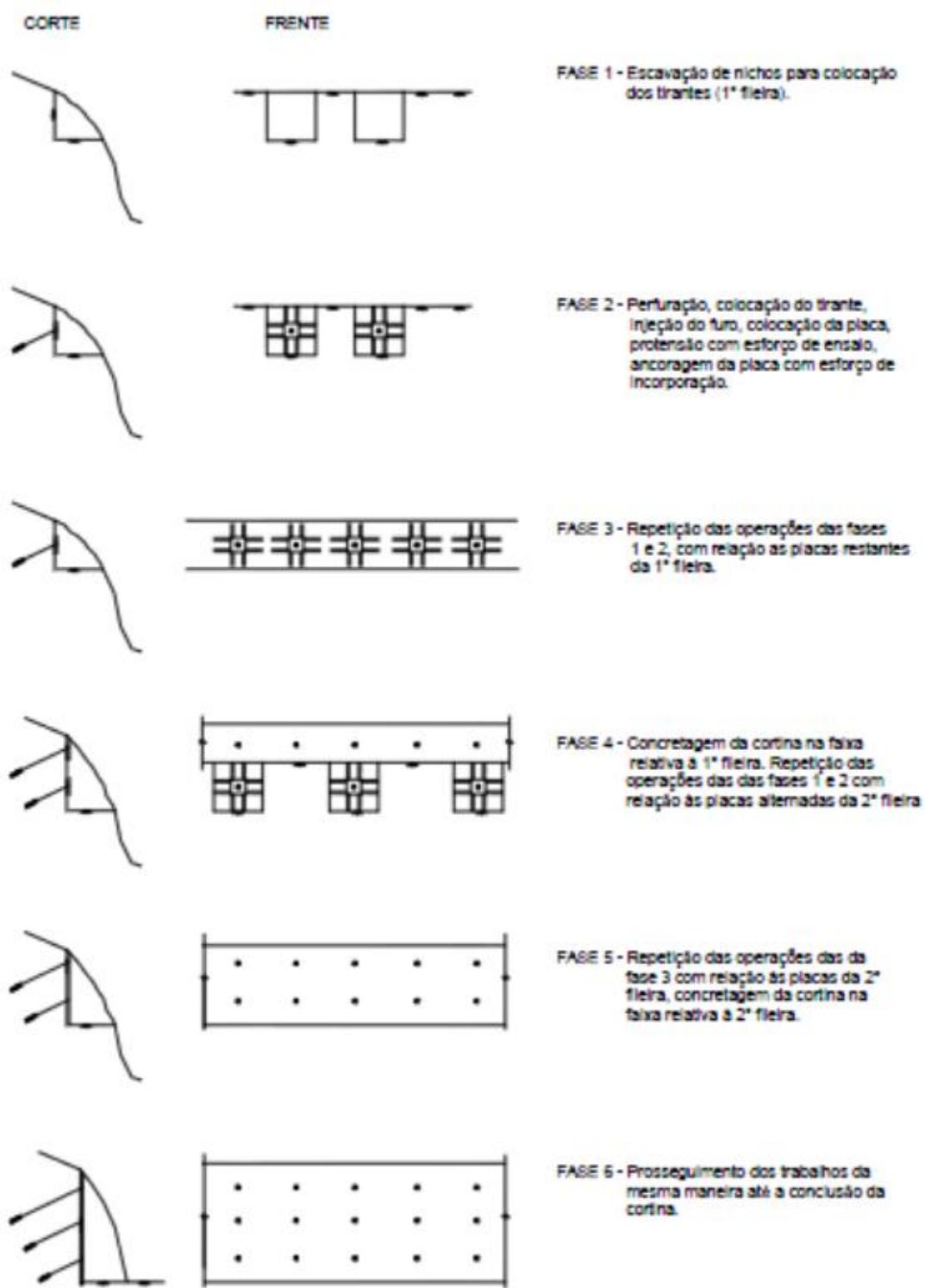


Figura 2-16 - Sequência construtiva de cortinas ancoradas, pelo método brasileiro (Rodrigues, 2011).

2. DIMENSIONAMENTO DO AÇO

Os tirantes devem ter seção de aço suficiente para resistir aos esforços previstos, com a segurança prevista em norma. Com essa seção, ao resistir aos esforços de tração

máxima durante o ensaio de protensão sem entrar em escoamento, o aço deve ter uma segurança marginal ao escoamento, já que a carga é de curta duração.

A norma brasileira diz que é possível tracionar o aço em até 90% de sua carga de escoamento ($F_{lim} = 0,9 \cdot S_e \cdot S_f$ ou $0,9 \cdot f_{yk} \cdot S_f$). Assim, usando o aço em seu limite, a carga de trabalho (F_t) é encontrada pela equação:

$$F_t = \frac{0,9 \cdot S_e \cdot S_f}{FS} \quad (16)$$

Onde:

S_e = tensão de escoamento do aço;

S_f = seção útil do aço;

FS = fator de segurança definido em norma, 1,50 para obras provisórias e 1,75 para obras definitivas.

3. ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ANCORAGEM EM SOLO

De modo geral, os métodos disponíveis para determinar a capacidade de carga de ancoragens em solo consideram que a resistência da ancoragem deve-se apenas à resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-bulbo, sem considerar os efeitos do processo construtivo, e incluindo a influência do procedimento de injeção de maneira qualitativa (MORE, 2003).

A NBR-5629 apresenta uma formulação baseada na área lateral do bulbo, na tensão efetiva sobre o bulbo, para solos granulares, ou coesão, para solos argilosos, multiplicados por um coeficiente empírico em função do material e recomenda para estimativa da capacidade de carga limite de ancoragem o uso das seguintes expressões:

$$\text{Solos granulares: } T_{max} = \sigma'_s \cdot U \cdot L_b \cdot K_f \quad (17)$$

$$\text{Solos coesivos: } T_{max} = \alpha_0 \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (18)$$

Onde:

T_{max} = capacidade de carga limite (ou última);

σ'_s = tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem;

L_b = comprimento do bulbo de ancoragem;

K_f = coeficiente de ancoragem (Tabela 2-4);

α_0 = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u .

$\alpha_0 = 0,75$ para $S_u \leq 40$ kPa e $\alpha_0 = 0,35$ para $S_u \geq 100$ kPa.

Tabela 2-4 - Coeficiente de ancoragem K_f para solos granulares NBR-5629 (ABNT 2006).

Solo	Compacidade		
	fofa	compacta	muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

JOPPERT JUNIOR (2007) propôs que a capacidade de carga da ancoragem dos tirantes pode ser estimada pelo método a seguir, o qual define a carga de ruptura como:

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K \quad (19)$$

Onde:

R_{rup} = carga de ruptura do tirante;

N_{spt} = número médio de SPT na região de implantação do bulbo de ancoragem;

ϕ = diâmetro do tricone em metro;

L = comprimento de ancoragem do tirante em metros;

K = coeficiente que depende do tipo de solo, de acordo com a Tabela 2-5.

Tabela 2-5 - Coeficiente K em função do tipo de solo (Joppert Junior, 2007).

Tipo de Solo	Coeficiente K (t/m ²)
Argilas/Siltos	1,00
Areia muito argilosas/siltosas	0,60
Areia pouco argilosas/siltosas	0,40
Areia	0,30

4. EXECUÇÃO DE CORTINAS ANCORADAS APOIADAS EM MICROESTACAS

A utilização de microestacas permite a execução de cortinas ancoradas com maior segurança em solos de baixa resistência, evitando a ruptura por punctionamento do pé da cortina e aumenta a estabilidade durante a escavação.

Para que não fosse preciso fazer a escavação em nichos que causavam diversas juntas verticais e horizontais, conforme proposto no método brasileiro, Rodrigues (2011) propôs a execução de estacas que suportariam o empuxo do solo transmitido pela cortina ancorada, permitindo assim que a escavação fosse executada em fileiras e não em nichos como proposto no método brasileiro, eliminando assim, o excesso de juntas verticais. Esse método conferiu uma melhoria significativa não só na produtividade e economia da obra, mas também na segurança durante a escavação.

As microestacas são dimensionadas para suportar com segurança a carga do painel de concreto armado.

Um exemplo de aplicação de microestacas em cortina ancorada pode ser visto na Figura 2-17.

Segundo GEORIO (2000), a capacidade de carga de uma microestaca isolada (Q_I) por atrito lateral pode ser estimada pela seguinte equação:

$$Q_I = \pi \cdot D \cdot l \cdot f_s \quad (20)$$

Onde:

D = diâmetro da microestaca;

l = comprimento do trecho da estaca embutida no terreno, determinado considerando somente o atrito lateral das microestacas com o solo, conforme norma de fundações NBR 6122 (ABNT 2010);

f_s = atrito lateral unitário em kPa, podendo ser estimado através de correlações com o SPT da seguinte maneira:

$$f_s = 3 \cdot N \quad (21)$$

Onde:

N = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do comprimento embutido da estaca no terreno.

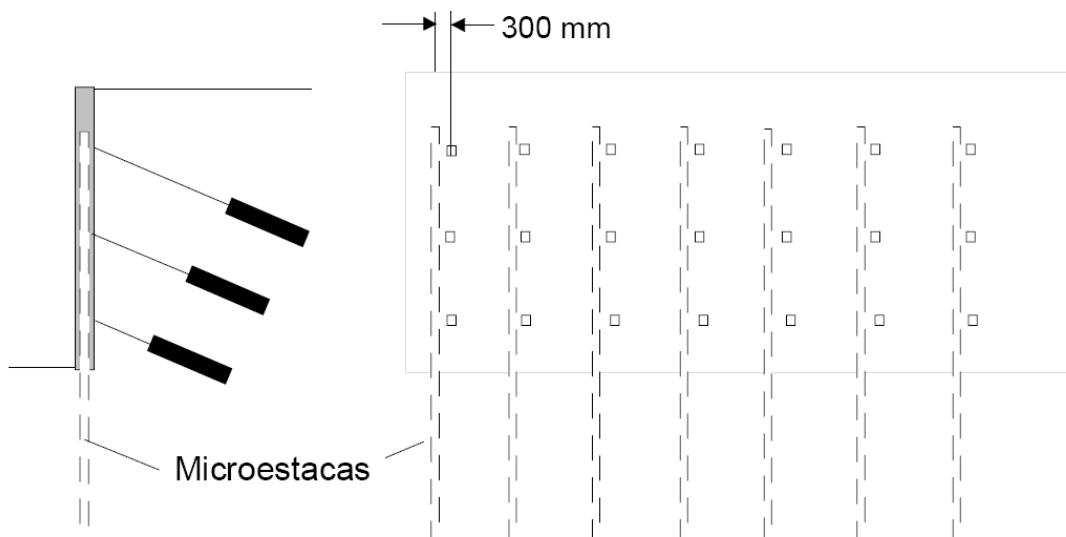


Figura 2-17 - Emprego de microestacas em cortina ancorada (GEORIO, 2000).

O número de microestacas é obtido dividindo-se a carga devido ao peso da cortina pela capacidade de carga das estacas, adotando-se fatores de majoração de cargas e de redução de resistência apropriados.

3. ESTUDO DE CASO

Este capítulo apresentará algumas informações à respeito da rodovia em estudo, o levantamento plani-altimétrico e cadastral, dados geológico-geotécnicos da área que necessita sofrer a intervenção de estabilização de talude. Também será exposta a solução adotada, assim como seu dimensionamento, detalhamento e análise da estabilidade global do talude antes e após a implementação da solução adotada para estabilidade do maciço. Devido a motivos confidenciais o cliente não permitiu que fosse divulgada a localização do acidente, apenas que se situa no estado do Rio de Janeiro, Brasil.

3.1 GENERALIDADES DA RODOVIA

A rodovia onde ocorreu o escorregamento corresponde a uma rodovia que liga trechos importantes e com intensa movimentação de veículos, o que torna muito difícil a interdição total da mesma. Além disso, o local específico do escorregamento possui limitantes geométricos para implantação da obra de estabilidade do talude, a jusante do escorregamento, o limitante é a própria rodovia e a montante é a faixa de domínio da rodovia que encerra próxima ao topo do talude, além de possuir residências no local dificultando mais ainda desapropriações.

3.2 VISITA AO LOCAL

Por se tratar de uma rodovia com intensa movimentação, o acidente pode ser logo constatado e imediatamente foi acionada uma equipe de engenheiros e geólogos especializada em estabilização de encostas, com vasta experiência da região do acidente. Tudo isso permitiu que a visita ao local fosse realizada num espaço curto de tempo, desde a ocorrência do escorregamento. Isso foi fundamental para analisar a massa de solo escorregada com propriedades muito semelhantes ao momento da ruptura, e para identificar as causas do acidente.

Ao visitar o local do acidente a equipe fez uma análise táctil-visual do solo e vistoriou todo o local a fim de se obter o máximo de informações sobre as possíveis causas do acidente. Constatou-se, a priori, que após a forte chuva ocorrida o escorregamento se deu devido a obstruções e deficiências na rede de drenagem do talude ocasionando a saturação do solo, aumentando o excesso de poro-pressão e

reduzindo a estabilidade do maciço levando uma massa de solo ao escorregamento. Outro fator contribuinte para o excesso de poro-pressão foi o lançamento de esgotos pelas residências locais.

Além da drenagem que encontrava-se deficiente, com trechos obstruídos, não foi identificada nenhuma medida estrutural existente para que o acidente fosse mitigado.

3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TALUDE

A caracterização geométrica do talude foi obtida através do levantamento planí-
altimétrico e cadastral, de 5m em 5m, da área necessária para o estudo. Com esse
levantamento foi possível um estudo detalhado da região para melhor compreensão e
identificação das causas do acidente e elaboração da solução adotada.

A Figura 3-1 apresenta a topografia da área em estudo.

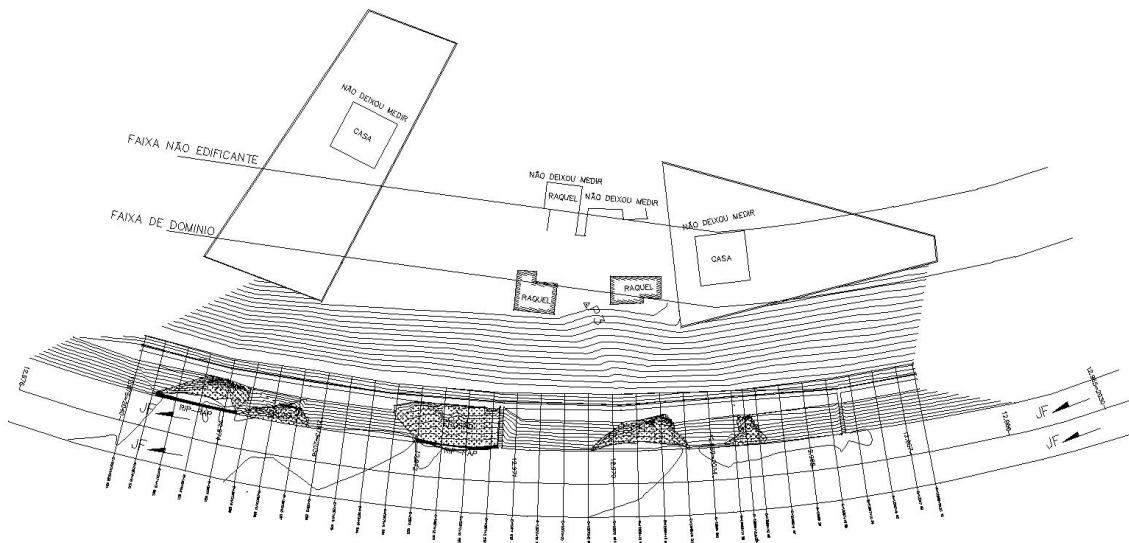


Figura 3-1 - Topografia da Região em Estudo.

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO TALUDE

O local foi vistoriado por geólogos e engenheiros geotécnicos que caracterizaram o talude como um talude de corte, com unidade geológica de solo residual jovem do tipo saprolito, com a geomorfologia de morro. Através de uma análise táctil-visual, e com a correlação de outros ensaios com amostras similares às existentes no local, realizados no mesmo maciço terroso, em locais próximos ao

escorregamento, pôde ser estimada a classificação geotécnica do solo como uma argila silto arenosa de consistência rija.

3.5 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

Para a realização desse projeto, por se tratar de uma obra emergencial, não houve tempo para extração de corpos de prova indeformados e realização de ensaios para a obtenção dos parâmetros geotécnicos. Sendo assim, foi feita uma análise táctil-visual por uma equipe de engenheiros civis geotécnicos e geólogos, que juntamente com a correlação de outros ensaios com amostras similares às existentes no local, realizados no mesmo maciço terroso, o classificou o solo como argila silto arenosa de consistência rija. Nessa análise também se verificou que o solo apresentava alguma coesão. Com isso, os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento do solo foram estimados inicialmente para a realização de uma retroanálise onde se estimou com maior precisão os parâmetros do solo.

3.5.1 RETROANÁLISE PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A retroanálise foi feita da seguinte maneira, com as curvas do nível do levantamento topográfico feito no local de estudo foi possível reconstituir a geometria do talude antes da ruptura com boa precisão. A geometria do talude após a ruptura também foi obtida pelo levantamento topográfico. O peso específico do solo foi estimado pelos engenheiros geotécnicos que vistoriaram o local como $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$. Durante a análise táctil-visual verificou-se que o solo apresentava alguma coesão, sendo considerado inicialmente alguma coesão. Então, com o auxílio do software Slide rodou-se a retroanálise para diversas combinações dos parâmetros do solo, até se obter a superfície de ruptura semelhante à ocorrida no acidente, cujo valor do fator de segurança mais se aproximou de 1, a Figura 3-2 ilustra a retroanálise.

Vale lembrar que os parâmetros encontrados não foram os únicos que forneceram uma superfície de ruptura com $FS \approx 1$, mas foram os que geraram a superfície de ruptura que mais se assemelhou à superfície do acidente.

Sendo assim, os parâmetros γ_k , c_k e Φ_k , respectivamente peso específico, coesão e ângulo de atrito do material são:

$$\gamma_k = 17 \text{ kN/m}^3;$$

$$c_k = 8 \text{ kN/m}^2;$$

$$\Phi_k = 32^\circ;$$

$$\text{F.S.} = 0,998.$$

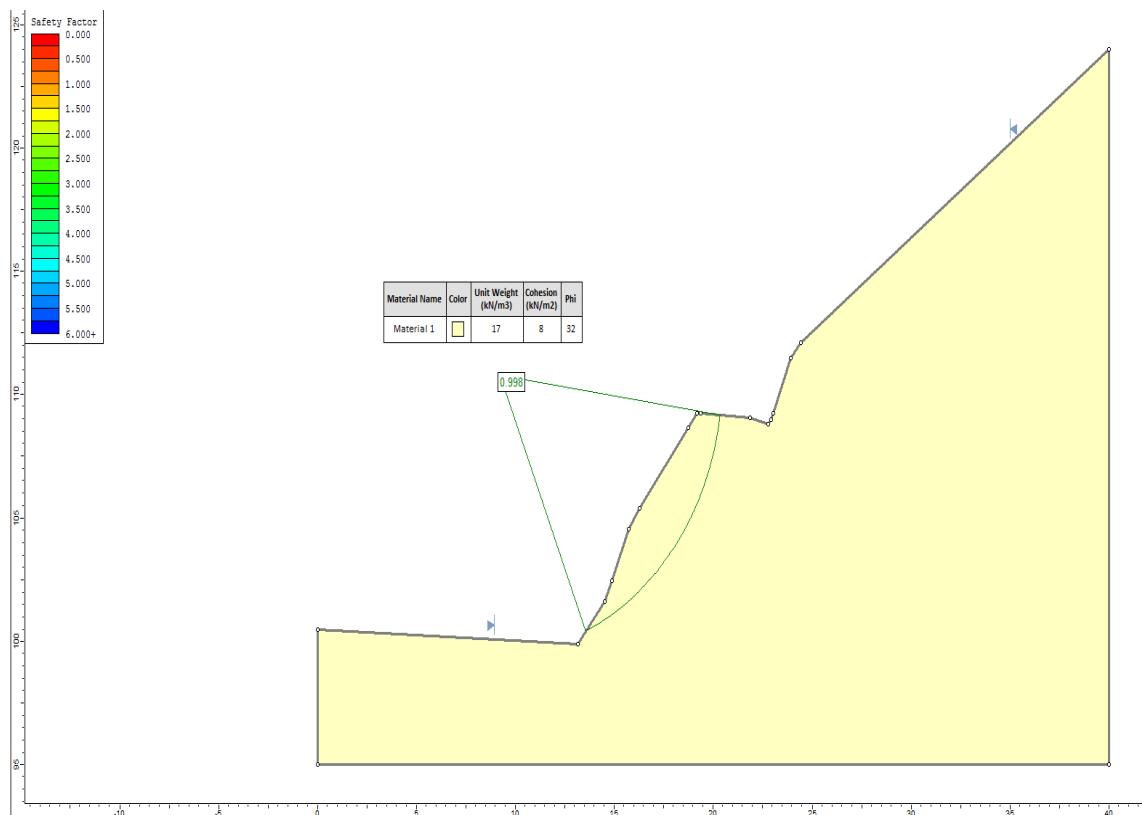


Figura 3-2 - Seção da retroanálise (Slide)

3.6 DESCRIÇÃO DA OBRA

Diante dos quatro escorregamentos ocorridos em um trecho de aproximadamente 140 m na rodovia em estudo, os engenheiros responsáveis por monitorar esse trecho da rodovia verificaram a necessidade de uma análise mais detalhada do talude em questão, visto que, ocorridos esses deslizamentos a encosta apresenta indícios de instabilidade. Após diversas vistorias no local e análises por geólogos e geotécnicos, constatou-se não só a necessidade de conter os pontos de escorregamento, mas também estender as obras de estabilidade para as áreas ao lado, consideradas com elevado fator de risco, tendo em

vista os movimentos de massa ocorridos muito próximos, em taludes com geometria e geologia semelhantes, além disso, o risco tornou-se mais elevado ao se tratar de um trecho habitado, colocando vidas humanas em risco, conforme apresentado na Figura 3-3. Então foi tomada a decisão de conter o maciço em uma extensão além dos pontos de escorregamentos, conforme apresentado na Figura 3-4.

A figura 3-3 mostra o talude em estudo.



Figura 3-3 - Escorregamentos no Talude em estudo (Autor).



Figura 3-4 - Obras de Estabilização do Talude, em Execução (Autor).

3.7 ESCOLHA DO MÉTODO DE ESTABILIZAÇÃO

Para a escolha da técnica apropriada para a estabilização do talude de corte foram estudados diversos métodos de estabilização de taludes terrosos.

Nesse estudo foram levadas em consideração as seguintes questões:

- Prazo da execução;
- Questões geotécnicas;
- Limitantes geométricos;
- Residências nas proximidades;
- Método executivo;
- Viabilidade econômica;

Dentro das soluções estudadas e levando em consideração as limitantes de projeto, a solução que melhor atendeu o objetivo foi a cortina ancorada e estaqueada.

3.7.1 DESCRIÇÃO DA CORTINA ANCORADA E ESTAQUEADA

A estabilização do corte da rodovia é a obra do trecho ao longo das estacas 12967+15 a 12974+18, a partir do pé do corte até uma altura definida de aproximadamente 22 metros. **A planta da cortina em ser visto no Apêndice A.**

O projeto contempla a execução de 3 níveis de cortinas ancoradas de concreto armado, cada uma com 14 painéis de 10 metros de extensão, conforme descritos a seguir:

1^a Cortina: Painéis 1A a 1N, entre os níveis (98 a 101,50; 99 a 102,50 e 100 a 103,50):

- Aço DYWIDAG ST-85/105;
- Diâmetro = 32 mm;

- Carga de trabalho = 346kN;
 - Concreto: $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$;
- 2^a Cortina: Painéis 2A a 2N, entre os níveis (107 a 110,50; 108 a 111,50 e 109 a 112,5):
- Aço DYWIDAG ST-85/105;
 - Diâmetro = 32 mm;
 - Carga de trabalho = 346kN;
 - Concreto: $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$;
- 3^a Cortina: Painéis 3A a 3N, entre os níveis (116,50 a 120; 117,50 a 121 e 118,50 a 122):
- Aço DYWIDAG ST-85/105;
 - Diâmetro = 32 mm;
 - Carga de trabalho = 346kN;
 - Concreto: $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$;

Uma vista frontal e uma seção típica das cortinas em estudo podem ser vistas nas Figuras 3-5 e 3-6, respectivamente.



Figura 3-5 - Cortinas Ancoradas, na Rodovia em Estudo (Autor).

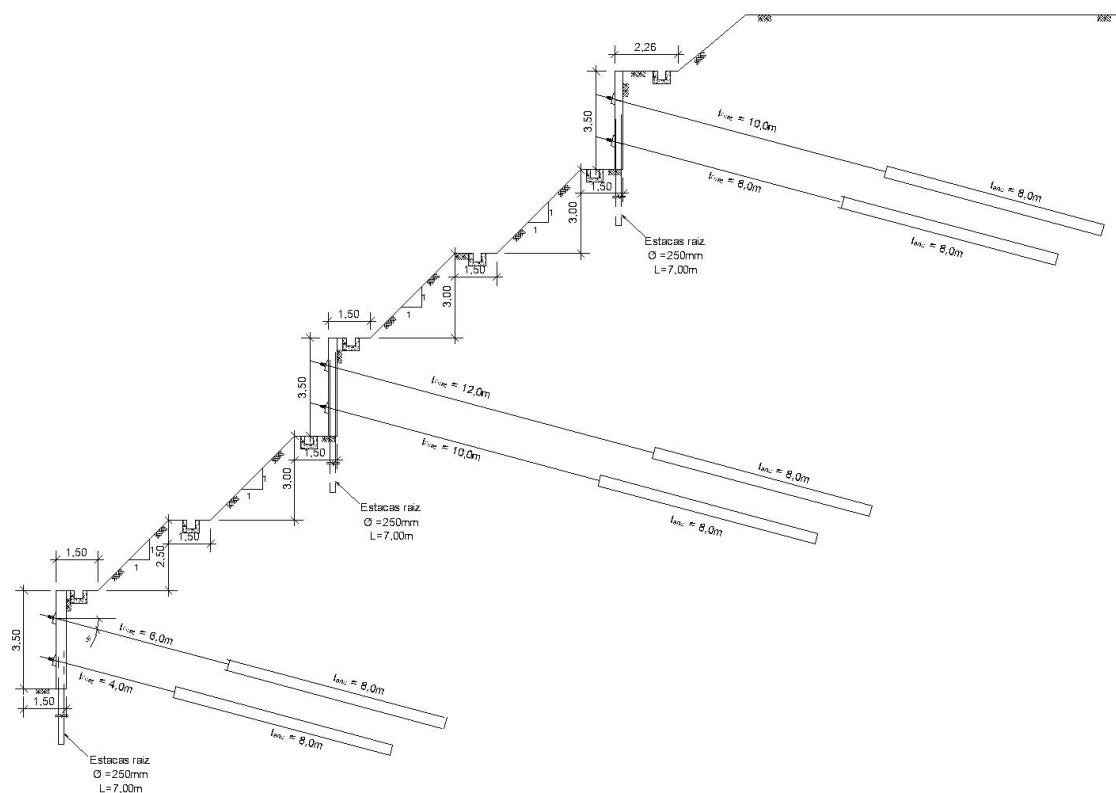


Figura 3-6 - Seção Típica das Cortinas Ancoradas, da Rodovia em Estudo (Autor).

3.8 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES

3.8.1 SECÃO DE PROJETO

Com o intuito de obter um melhor aproveitamento da área optou-se pelo corte e aterro da área deslizada, mantendo a geometria verticalizada com suavização entre as verticais e utilizando banquetas no meio das suavizações.

Devido à geometria do talude, realizou-se uma análise de estabilidade através do Método de Culmann, para verificar se o mesmo permaneceria estável.

A seção do talude de projeto pode ser vista na Figura 3-7.

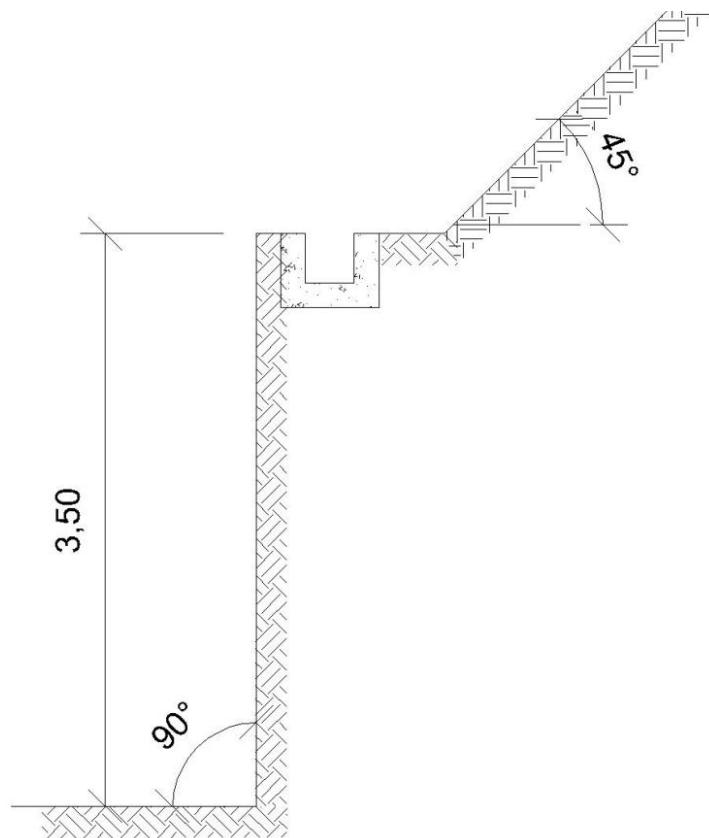


Figura 3-7 - Seção do talude de projeto. (Autor)

Através do Método de Culmann, localizaram-se as forças aplicadas. O ângulo do plano de deslizamento mais provável é calculado através da seguinte equação:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (22)$$

$$\theta_{cr} = \frac{90 + 32}{2} = 61^\circ$$

Onde:

θ_{cr} – ângulo formado pela horizontal com plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

i – inclinação do talude com a horizontal;

ϕ - ângulo de atrito do material constituinte do maciço.

O coeficiente de segurança mínimo (FS_{min}) será dado pela equação a seguir:

$$FS_{min} = \frac{c \cdot l \cdot \cos\phi}{P \cdot \sin(\theta_{cr} - \phi)} \quad (23)$$

$$FS_{min} = \frac{8 \cdot 8,98 \cdot \cos 32^\circ}{129,51 \cdot \sin(61^\circ - 32^\circ)} = 0,970$$

Onde:

c – coesão do material constituinte do maciço;

ϕ - ângulo de atrito do material constituinte do maciço;

l – comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento;

P – peso da cunha mais provável de deslizamento de dimensão transversal unitária.

Com base no FS_{min} obtido (0,970), conclui-se que para atingir o coeficiente de segurança exigido por norma e garantir a estabilização do talude, será necessário uma intervenção no talude através de uma obra de contenção.

3.8.2 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DOS TIRANTES PELO MÉTODO DE CULMANN

O fator de segurança pode ser estimado, impondo um plano de deslizamento menos inclinado em relação à horizontal, por meio de tirantes ancorados no solo.

Ancorando os tirantes no plano θ' , teremos um fator de segurança superior ao mínimo, expresso pela equação abaixo:

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H} \cdot \sin i \cdot \cos \phi}{\sin(i - \theta') \cdot \sin(\theta' - \phi)} \quad (24)$$

Onde:

θ' – ângulo formado pela horizontal com plano de ancoragem (estimado);

FS_p - coeficiente de segurança estimado em relação ao ângulo θ' , maior ou igual a 1,5.

A determinação do plano de ancoragem θ' é feita pelo método analítico de acordo com a Equação (23).

Variando o valor de θ' na Equação (23) para valores superiores ao de ϕ e com os valores da expressão $\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H}$, de ϕ e i , determina-se o ângulo do plano de ancoragem (θ') quando o coeficiente de segurança $FS_p \approx 1,5$.

A Tabela 3-1 mostra os resultados de FS_p para diversos valores de θ' .

Tabela 3-1 - Coeficiente de ancoragem K_f para solos granulares (NBR-5629).

θ'	$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H} \cdot \sin i \cdot \cos \phi}{\sin(i - \theta') \cdot \sin(\theta' - \phi)}$
35	5,32
40	2,14
42	1,77
44	1,52
46	1,36

$$\theta' = 44^\circ \rightarrow \text{adotado.}$$

O comprimento dos tirantes foi definido pelo plano de ancoragem (θ') e pelo comprimento de ancoragem na zona estável. A força de ancoragem (F) necessária é dada pela seguinte expressão:

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\sin(\theta_{cr} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (25)$$

Onde:

λ - é relação entre o fator de segurança obtido com as forças de protensão e o fator de segurança mínimo relativo ao plano crítico de deslizamento, dado por:

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{\min}} \quad (26)$$

β - ângulo formado pelos tirantes com plano crítico de deslizamento;

P – peso da cunha mais provável de deslizamento de dimensão transversal unitária.

$$\lambda = \frac{1,5}{0,970} = 1,55 \quad (27)$$

Aplicando a Equação (25), obtém-se:

$$F = \frac{1,55 - 1}{1,55} \cdot 129,51 \cdot \frac{\sin(61 - 32)}{\cos((15 + 61) - 32)} = 30,97 \text{kN/m} \quad (28)$$

O número de tirantes na vertical (N_t) é determinado dividindo-se a força de ancoragem (F) multiplicada pelo espaçamento horizontal entre tirantes (e) pela carga de trabalho dos tirantes (Q_w).

Para o dimensionamento foram adotados os valores dos tirantes em barra, DYWIDAG st 85/105 ϕ 32 mm, com as propriedades mostradas nas Tabelas 3-2 e 3-3.

Tabela 3-2 - Cargas de Trabalho dos tirantes (Q_w) (<http://www.dywidag.com.br/>).

Sistemas	GEWI® 50 mm	DYWIDAG 36 mm	DYWIDAG 32 mm	GEWI® 32 mm	GEWI® 25 mm	DYWIDAG 15 mm
Tirantes Provisórios	59 tf	51 tf	41 tf	24 tf	16 tf	9 tf
Tirantes Permanentes	50 tf	45 tf	35 tf	21 tf	14 tf	8 tf

Tabela 3-3 - Propriedades dos Sistemas DYWIDAG (<http://www.dywidag.com.br/>).

Diâmetro Nominal	mm	36	32	15
Tensão de Escoamento	Kgf/mm² [MPa]	85 [835]	85 [835]	85 [835]
Tensão de Ruptura	Kgf/mm² [MPa]	105 [1.030]	105 [1.030]	105 [1.030]
Carga de Escoamento	tf	86	68	15
Carga de Ruptura	tf	107	84	18
Módulo de Elasticidade	Kgf/mm²	21.000	21.000	21.000
Passo	mm	18	16	10
Área da Seção Tranversal	mm²	1.018	804	176
Peso	Kg/m	8,27	6,24	1,41

$$N_t = \frac{F \cdot e}{Q_w} \quad (29)$$

$$N_t = \frac{30,97 \text{ kN/m} \cdot 2,5 \text{ m}}{350 \text{ kN}} = 0,221 \rightarrow 1 \text{ tirante.}$$

Adota-se um tirante a cada 2,5 metros, totalizando 4 tirantes num painel de 10metros.

Foi verificada a análise do talude na geometria proposta, com aplicação da cortina ancorada com 1 tirante no plano vertical a cada 2,5m de extensão, uma sobrecarga de 20 kN/m² referente às residências na crista do talude, através dos métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price utilizando o software Slide 6.0. Foram obtidos fatores de segurança insatisfatórios FS<1,5, como mostram as Figuras 3-8 e 3-9 a seguir.

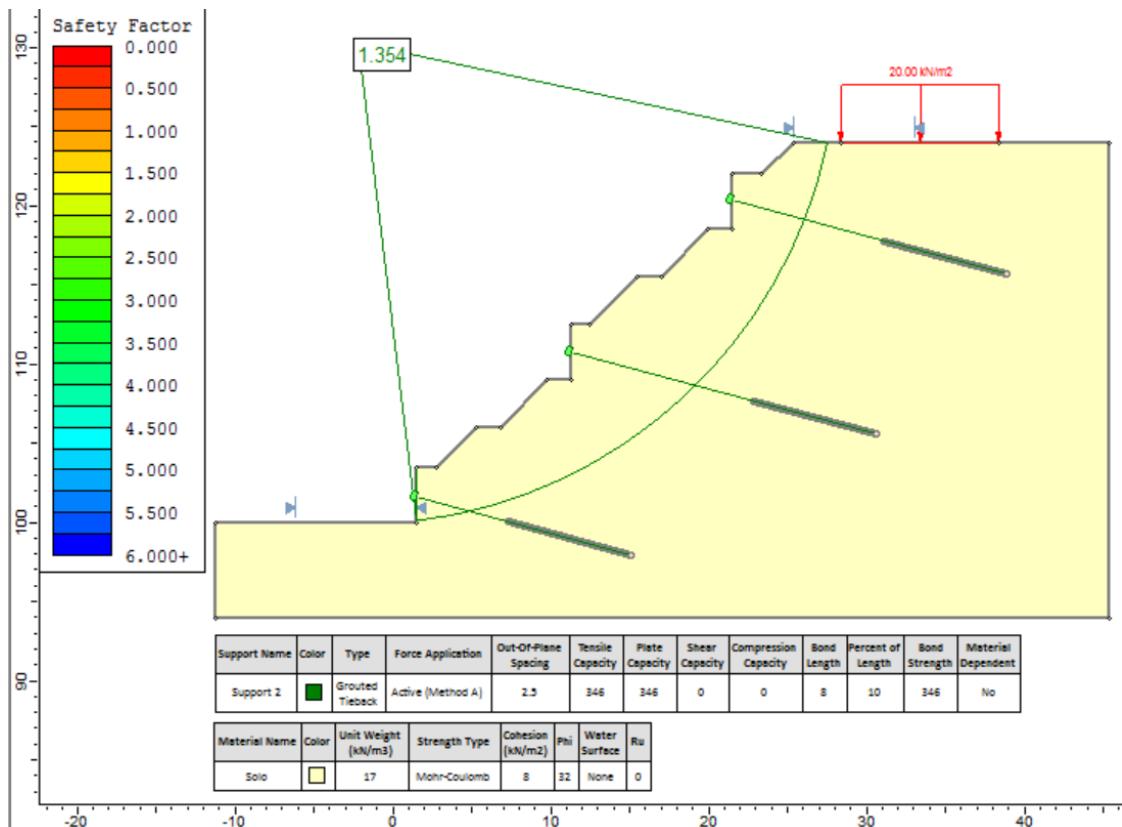


Figura 3-8 - Seção recomposta cortina ancorada (1 tirante) e taludamento - FS pelo Método de Bishop (Slide).

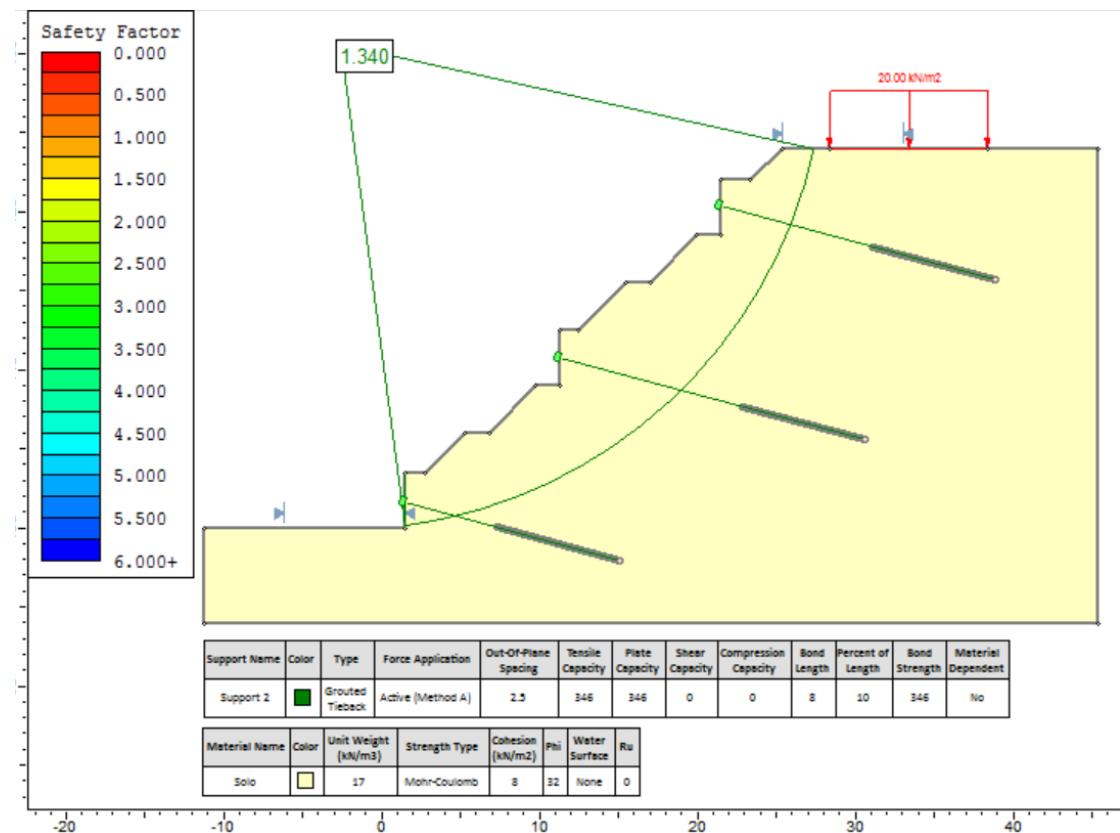


Figura 3-9 - Seção recomposta cortina ancorada (1 tirante) e taludamento - FS pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).

Com isso, foi tomada a decisão de adotar 2 tirantes na vertical a cada 2,5m de extensão, o que conferiu um aumento significativo no fator de segurança, conforme demonstrado na Figura 3-10, obtendo um F.S. = 1,623, atendendo assim o objetivo dessa etapa do dimensionamento.

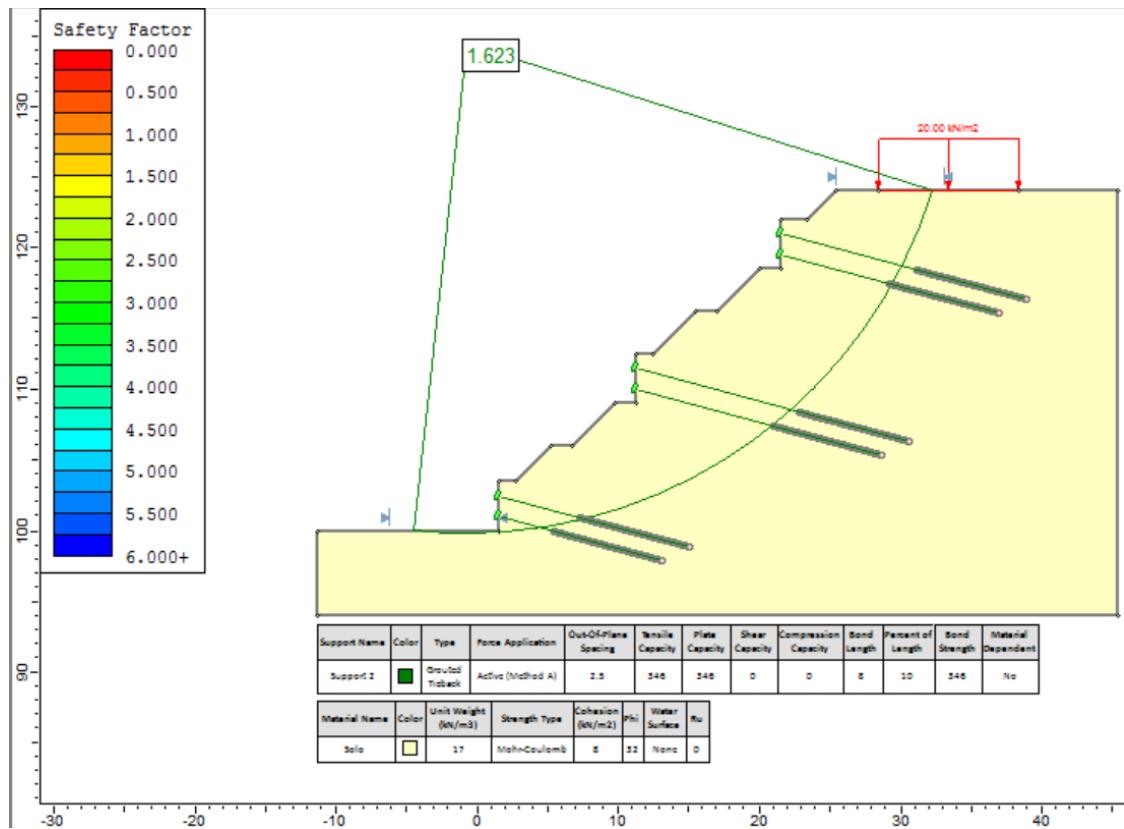


Figura 3-10 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS_{min} pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).

Definido o número de tirantes, verifica-se o comprimento necessário do bulbo de ancoragem, através do método proposto por JOPPERT JUNIOR (2007), dado pela seguinte expressão:

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K \quad (30)$$

Sabendo que o solo é uma argila siltosa pouco arenosa e consultando a Tabela 2-5, obtém-se $K = 0,6$. O diâmetro do tricône é de 0,1m. O valor de R_{rup} foi calculado da seguinte forma:

$$R_{rup} = \text{carga de trabalho} \cdot FS \quad (31)$$

$$R_{rup} = \text{carga de trabalho} \cdot FS = 35\text{tf} \cdot 1,75 = 61,25\text{tf}$$

O valor de FS foi tomado como 1,75 devido ao fato do tirante ser permanente.

O N_{spt} foi adotado como 15, equivalente ao N_{spt} médio de sondagens realizadas próximas ao local, no mesmo maciço terroso com características de solo semelhantes a do local em estudo, onde devido à urgência não foi possível a realização de alguns ensaios de campo e laboratoriais. Igualando as Equações (30) e (31), obtém-se:

$$61,25tf = 9,2 \cdot 15 \cdot 0,1m \cdot L \cdot 0,6$$

$$L = 7,4m$$

Adotou-se $L = 8,0m$, devido às incertezas na execução, garantindo o tamanho correto do trecho ancorado e por não ter um valor exato do valor de N_{spt} .

3.9 DETALHAMENTO DA CORTINA ATIRANTADA

Nas Figuras 3-11 e 3-12 pode-se verificar a configuração dos tirantes no painel de $3,5 \times 10,0m$ da cortina ancorada, em uma vista frontal e em um corte transversal, respectivamente.

CORTINA ATIRANTADA – PAINEL: 3,5 X 10,0 m

VISTA FRONTAL – FORMA

ESC.: 1:100

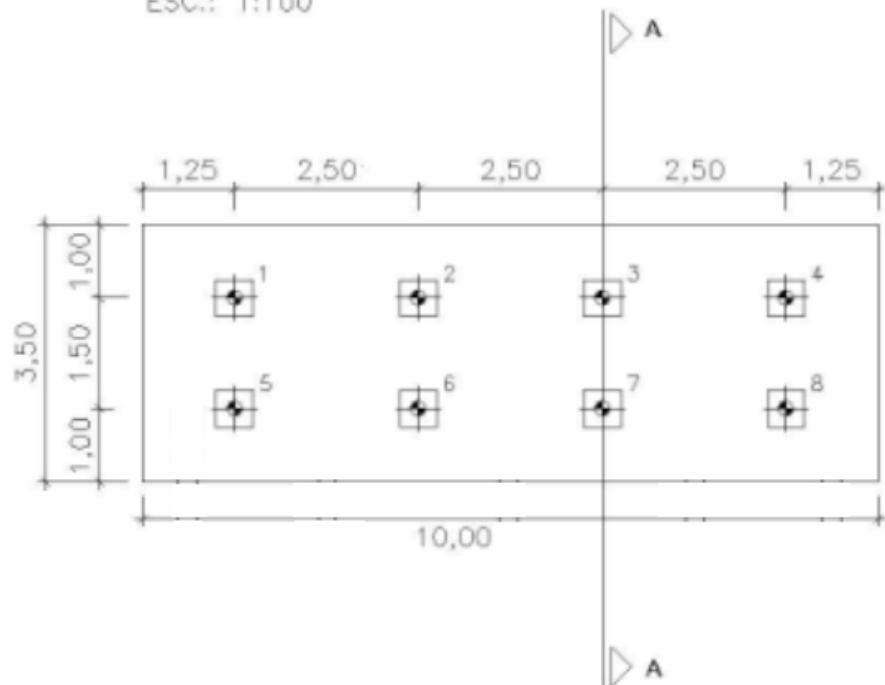


Figura 3-11 - Cortina Atirantada - Vista frontal- Painel 3,5x10,0m.

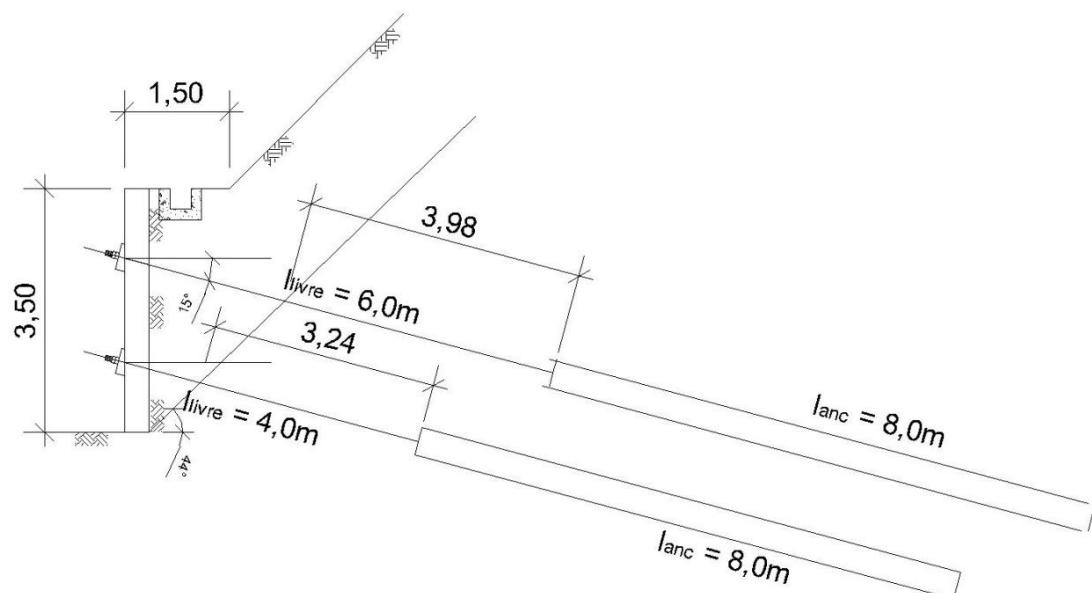


Figura 3-12 - Cortina Atirantada – Corte - Detalhe trechos livre e ancorado

3.10 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

A análise da estabilidade global da cortina atirantada foi realizada com o auxílio do software computacional Slide®, do grupo RocScience.

Para a realização da análise de estabilidade do talude foram feitas algumas simplificações, tais como:

- Não foi considerada a interferência da água, pois caso tenha presença de água, a cortina possui drenos curtos capazes de conduzir a água do interior para o exterior da cortina;
- Em toda região adjacente à cortina foi analisada como solo, não sendo considerado um “mergulho” de rocha, devido a falta de uma sondagem que pudesse garantir tal geometria;
- Foi considerada uma carga distribuída (tensão) de 20kN/m² a fim de simular a carga(tensão) aplicada das construções sobre o terreno;
- As análises foram realizadas pelos métodos de Morgenstern & Price e Bishop Simplificado.

De posse dos parâmetros geotécnicos, da geometria do talude e ciente das simplificações supracitadas, foram realizadas 3 análises diferentes, conforme descrito a seguir:

- a) Verificação da superfície potencial de ruptura com o menor FS, após a recomposição do talude danificado. Na Figura 3-13 pode ser verificada a geometria do talude recomposto, com a sobrecarga aplicada, e as dimensões do talude em estudo; na Figura 3-14, as superfícies potenciais de ruptura; na Figura 3-15, a superfície potencial de ruptura com FS_{min} pelo método de Morgenstern-Price e na Figura 3-16, a superfície potencial de ruptura com FS_{min} pelo método de Bishop simplificado.

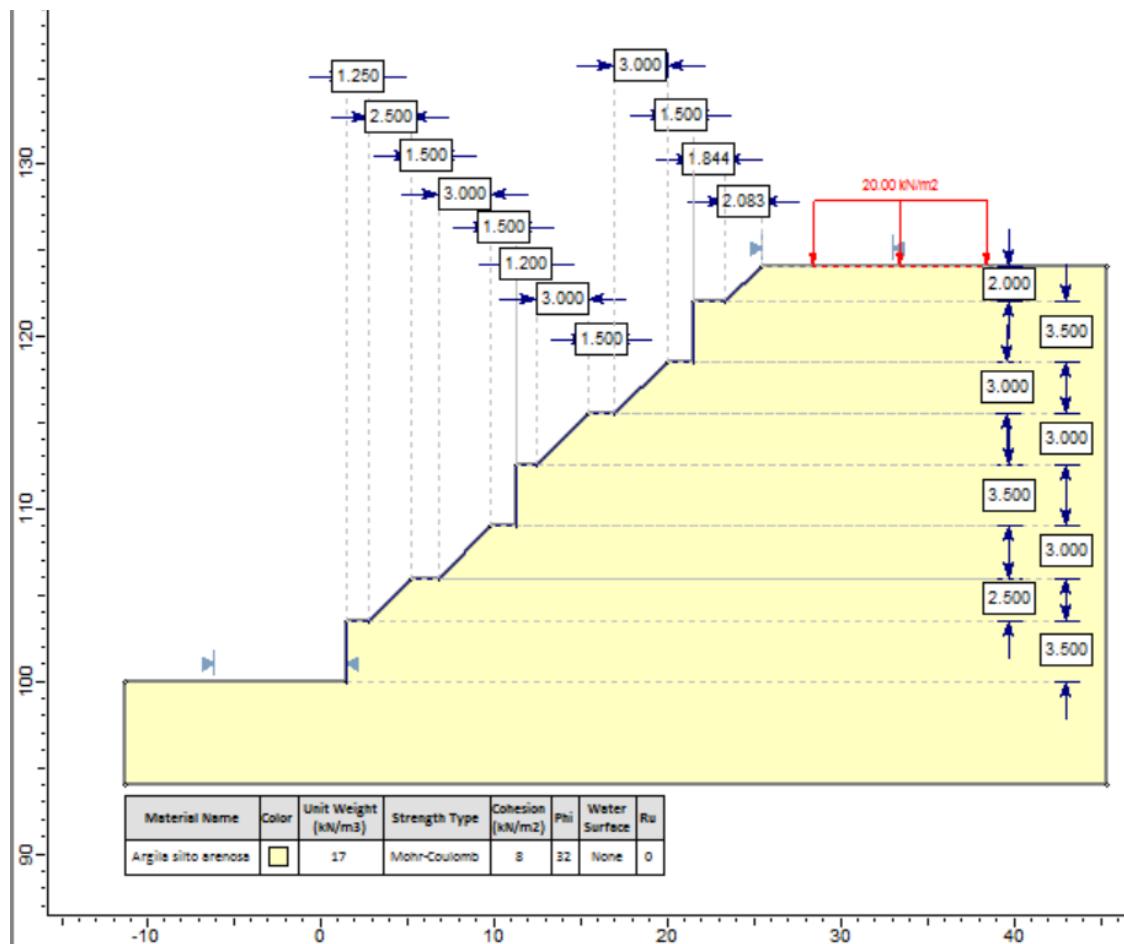


Figura 3-13 - Seção recomposta com taludamento – Geometria (Slide).

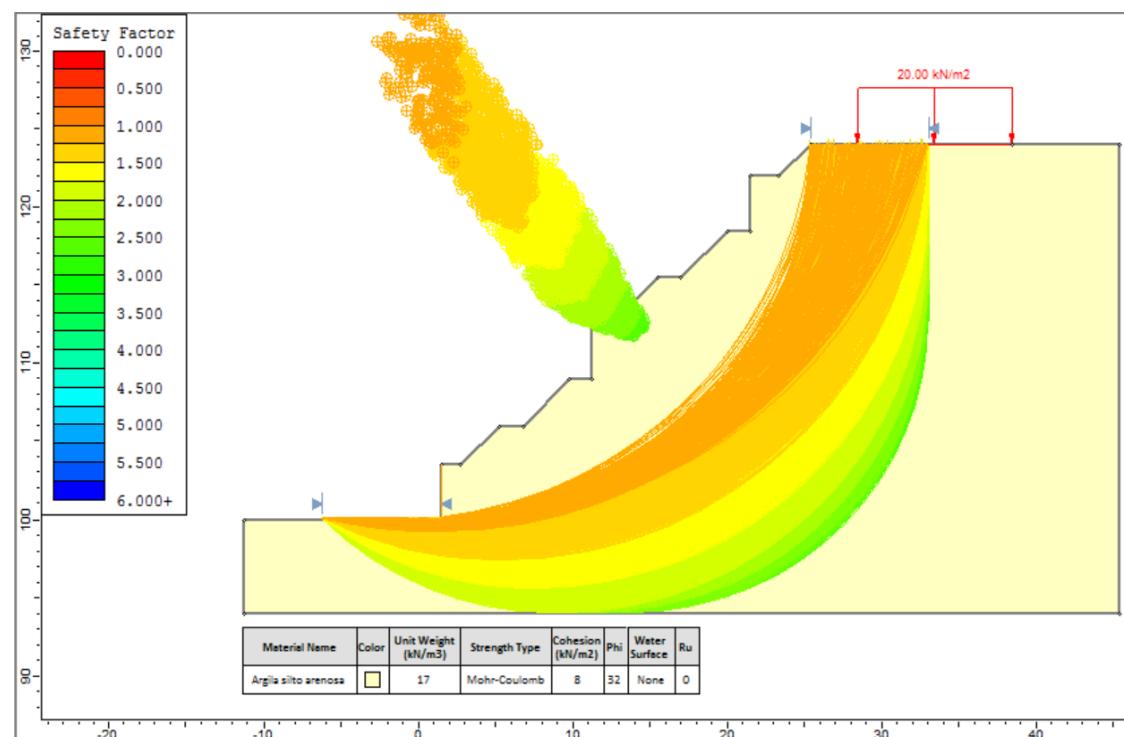


Figura 3-14 - Seção recomposta com taludamento – Superfícies potenciais de ruptura (Slide).

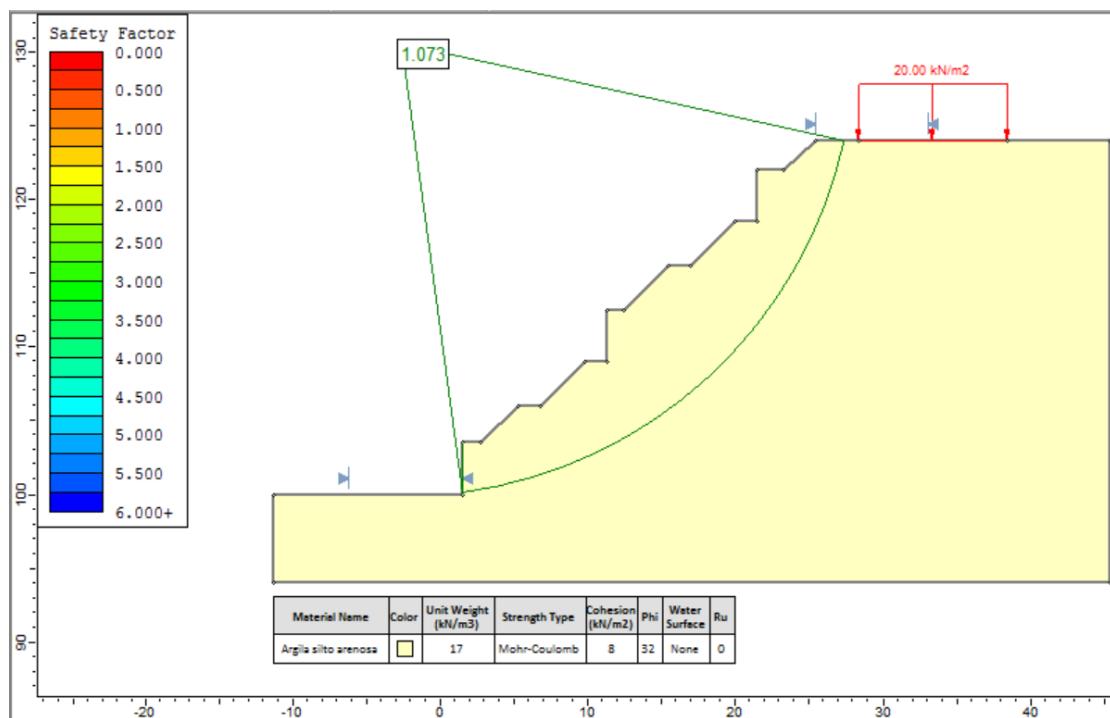


Figura 3-15 - Seção recomposta com taludamento - FS_{min} pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).

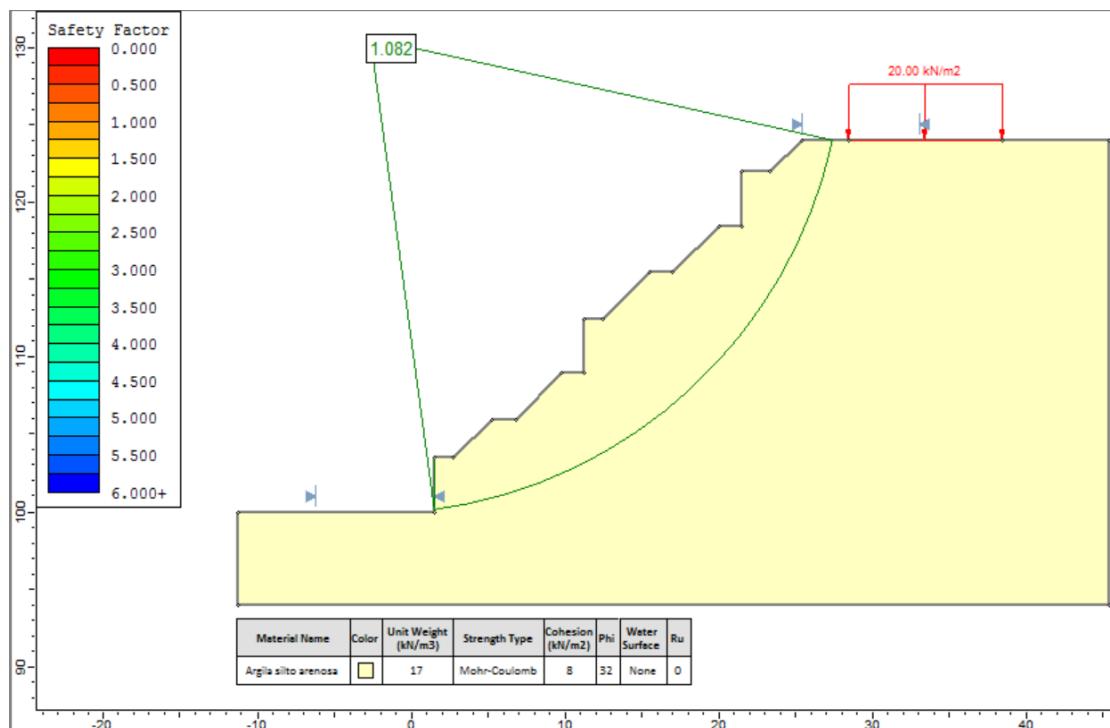


Figura 3-16 - Seção recomposta com taludamento - FS_{min} pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).

Verifica-se um FS insatisfatório, menor que 1,5 para os dois métodos analisados: FS=1,073 pelo Método de Morgenstern-Price, e FS=1,082 pelo Método de Bishop Simplificado.

b) Verificação da superfície potencial de ruptura com o menor FS, após a recomposição do talude danificado e com a cortina ancorada. Onde, na Figura 3-17 pode ser verificada a geometria do talude recomposto, com a sobrecarga de 20 kN/m² aplicada, os tirantes e as dimensões do talude em estudo; na Figura 3-18, as superfícies potenciais de ruptura; na Figura 3-19, a superfície potencial de ruptura com FS_{min} pelo Método de Morgenstern-Price e na Figura 3-20, a superfície potencial de ruptura com FS_{min} pelo Método de Bishop Simplificado.

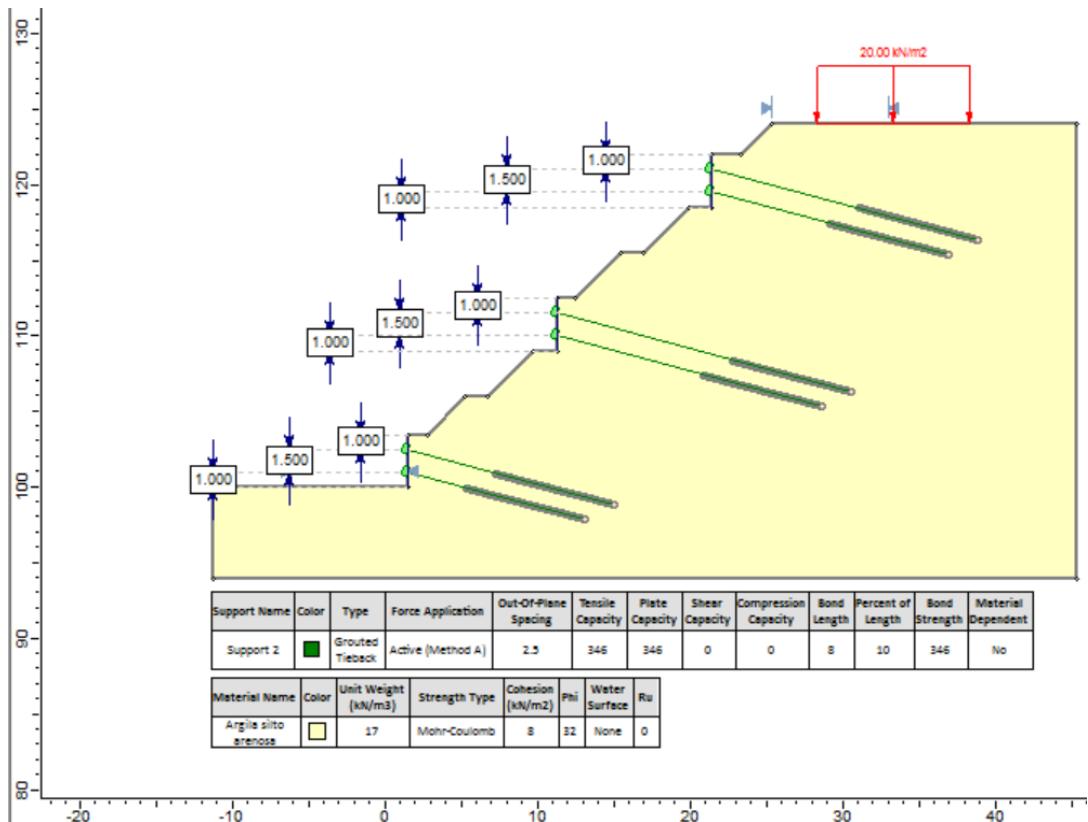


Figura 3-17 - Seção recomposta com cortina ancorada e taludamento – Geometria (Slide).

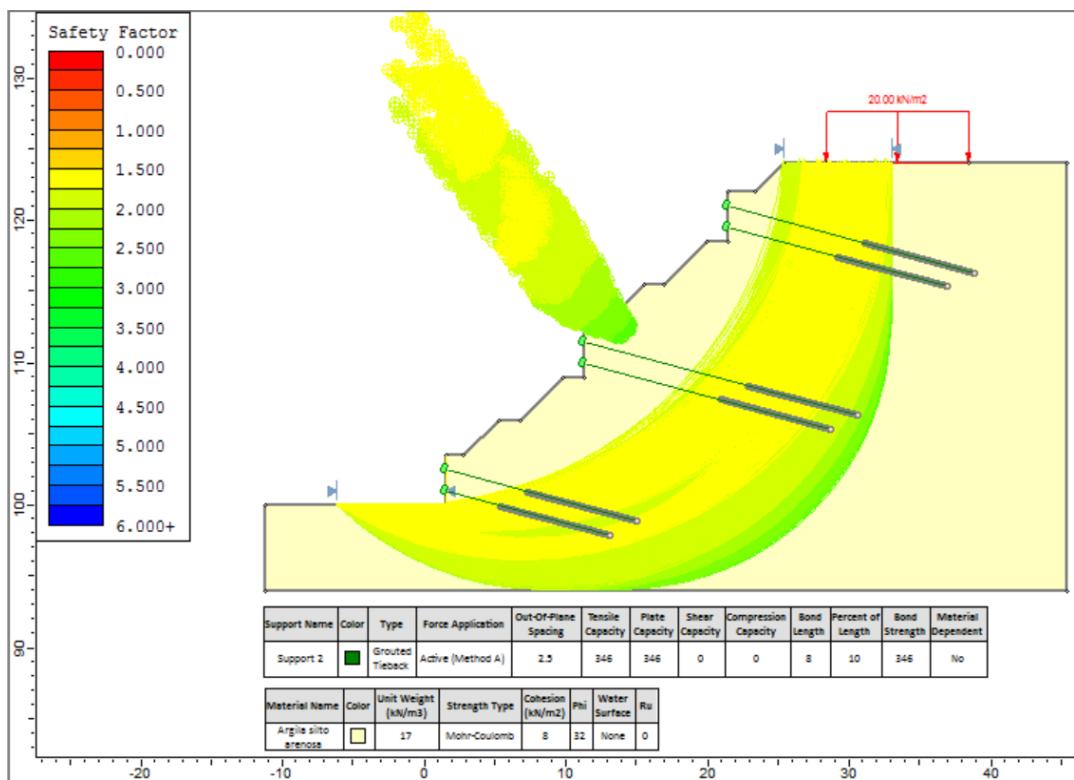


Figura 3-18 - Seção recomposta com cortina ancorada e taludamento – Superfícies potenciais de ruptura (Slide).

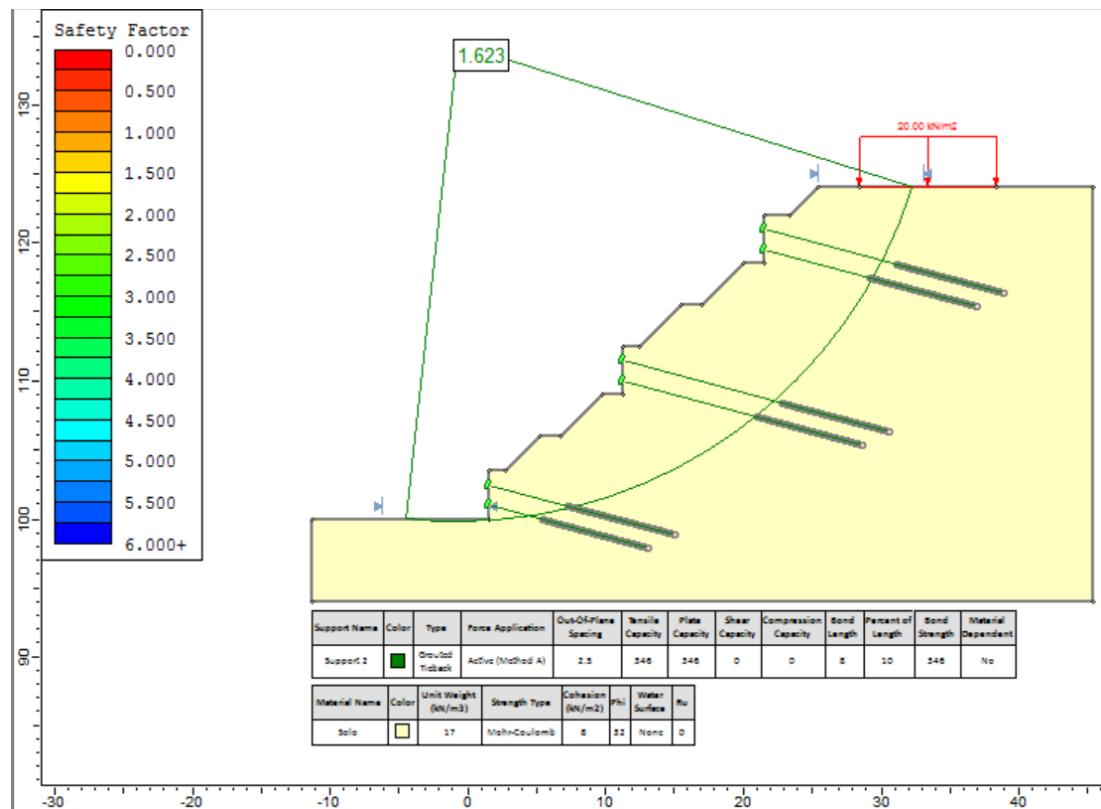


Figura 3-19 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FSmin. pelo Método de Morgenstern-Price (Slide).

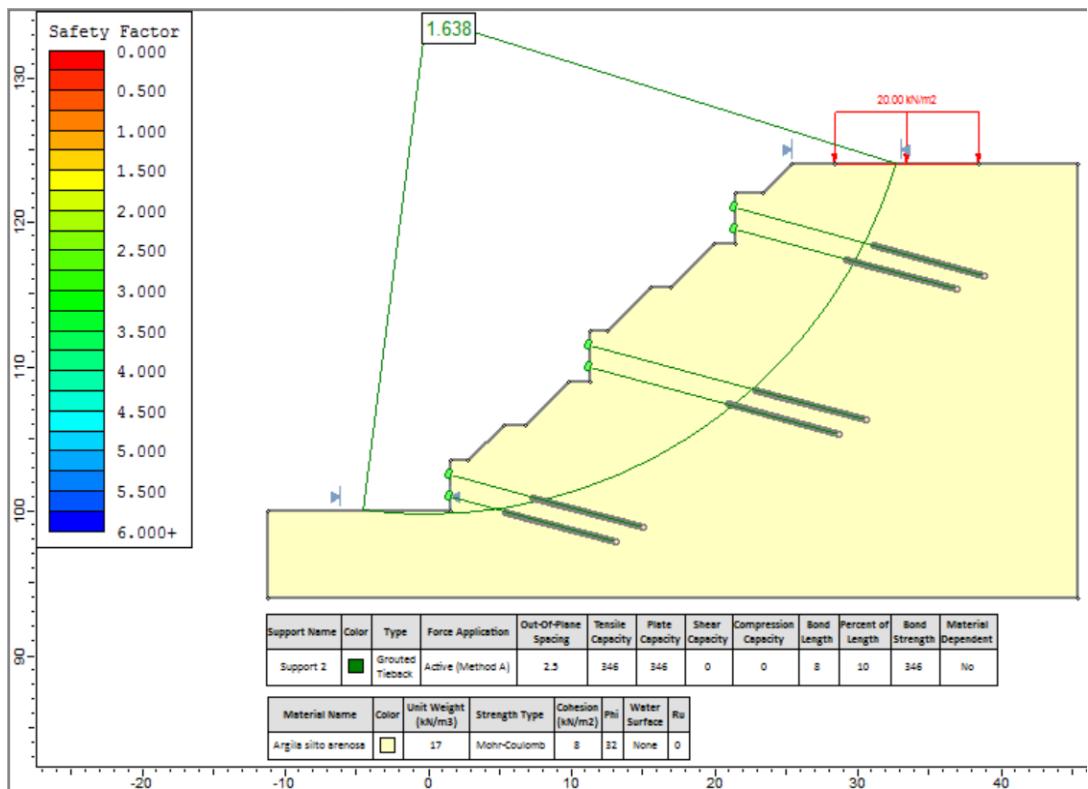


Figura 3-20 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS_{min} . pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).

Verifica-se um FS satisfatório, maior que 1,5, tornando o talude estável para os 2 métodos analisados: $FS=1,623$ pelo Método de Morgenstern-Price e $FS=1,638$ pelo Método de Bishop Simplificado.

c) Para efeitos comparativos da evolução do fator de segurança, foi proposto utilizar a superfície potencial de ruptura com menor FS antes de instalar os tirante e verificar para essa mesma superfície potencial de ruptura para quanto se elevará o FS com a inserção dos tirantes. Na Figura 3-21 pode ser verificada a superfície potencial de ruptura com FS pelo Método de Morgenstern-Price e na Figura 3-22, a superfície potencial de ruptura com FS pelo Método de Bishop Simplificado.

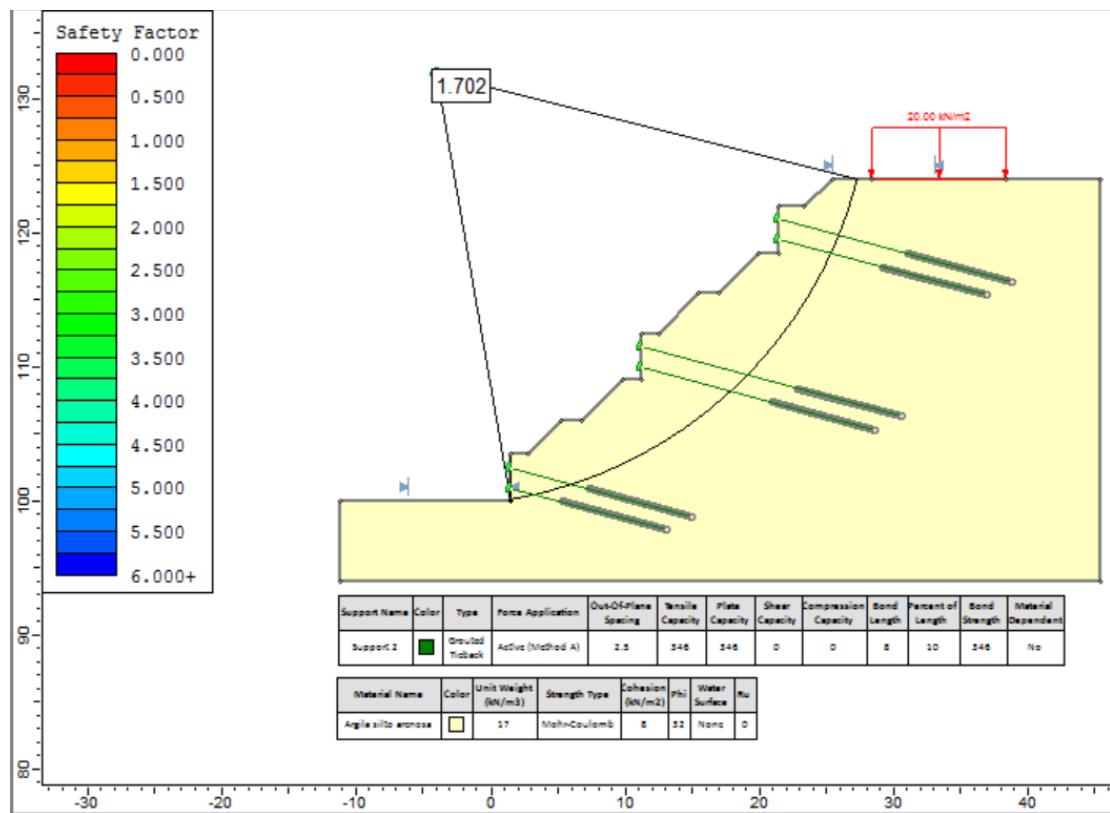


Figura 3-21 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS. com a mesma superfície potencial de ruptura da análise sem tirantes pelo Método de Morgenstern-Price(Slide).

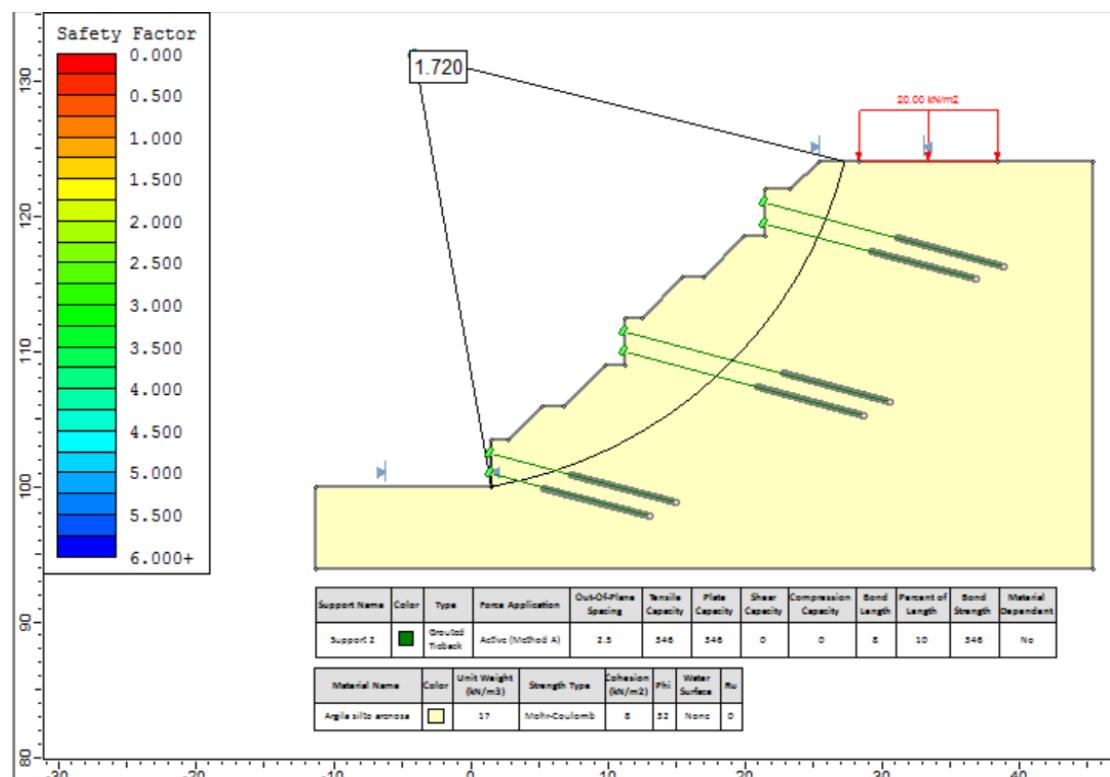


Figura 3-22 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS. com a mesma superfície potencial de ruptura da análise sem tirantes pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).

Com esse tipo de análise não se verifica o menor FS do talude, porém pode-se ter uma noção do acréscimo de segurança dado pelos tirantes, ao verificar que para a mesma superfície potencial de ruptura pelo Método de Morgenstern-Price o FS aumentou de 1,073 para 1,623 e pelo Método de Bishop simplificado aumentou de 1,082 para 1,720.

3.11 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO PARAMENTO DA CORTINA ATIRANTADA

Para o dimensionamento estrutural de um painel tipo, como na Figura 3-23, de 3,5m de altura, 10,0m de comprimento e 0,30m de espessura da cortina ancorada será utilizado concreto com resistência à compressão característica (fck) de 30MPa.

O cálculo das armaduras será feito dividindo-se a cortina ancorada em vigas horizontais e vigas verticais, contemplando nessas vigas a linha de tirantes como apoios de 2º gênero, dimensionando assim a armadura longitudinal a partir da viga horizontal e a armadura longitudinal a partir da viga vertical. Conforme apresentado na Figura 3-23.

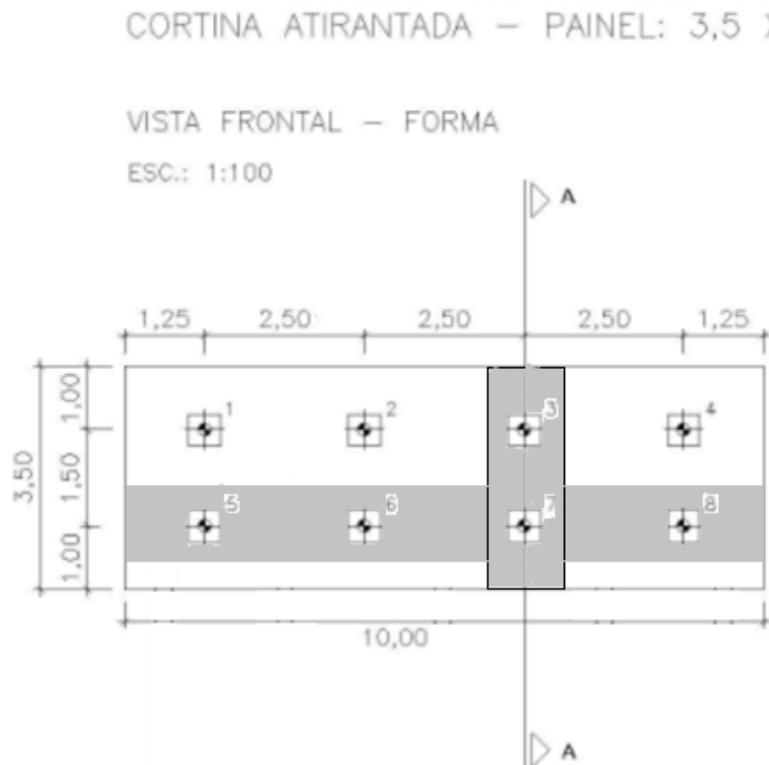


Figura 3-23 - Seção recomposta cortina ancorada e taludamento - FS. com a mesma superfície potencial de ruptura da análise sem tirantes pelo Método de Bishop Simplificado (Slide).

Para a análise do esquema de carregamento e construção dos diagramas de esforço cortante e de momento fletor foi utilizado o software Ftool®, que faz a análise de estruturas bidimensionais.

O tirante foi considerado como um apoio de segundo gênero, na análise.

Viga horizontal:

A viga horizontal possui 4 tirantes espaçados de 2,5m e um balanço para cada extremidade com 1,25m.

Para descobrir o carregamento aplicado na viga horizontal, foi utilizado o equilíbrio de forças verticais, usando como reação de apoio (R) a componente horizontal da carga de trabalho do tirante. Como existem 4 tirantes e a extensão da viga (l) é de 10,0m.

A decomposição de forças do tirante, mostrando a componente vertical de um tirante pode ser vista na Figura 3-24.

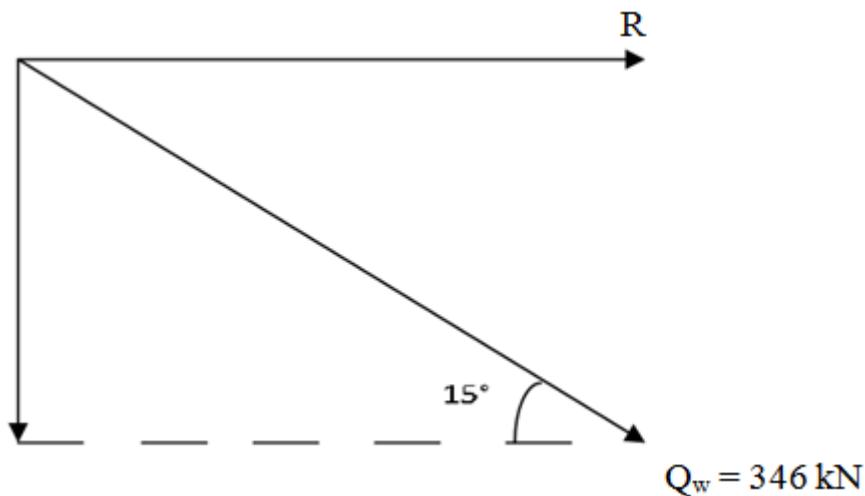


Figura 3-24 - Componente horizontal do tirante, (autor).

$$\text{Componente horizontal do tirante (y)} = \cos 15^\circ \cdot 346 \text{ kN}$$

$$y = 334,21 \text{ kN} \text{ (1 tirante)}$$

O carregamento uniformemente distribuído (Q) na face superior da viga será de:

$$\sum \text{Forças verticais} = 0 \quad (32)$$

$$(4R) - (Q.l) = 0$$

$$(334,21kN.4) - (Q.10m) = 0$$

$$Q = \frac{4 \cdot 334,21kN}{10m}$$

$$Q = 133,68kN/m$$

A partir da geometria da cortina, considerações de apoio e carregamento, o esquema estrutural da viga horizontal pode ser verificado na Figura 3-25. Na Figura 3-26, o diagrama de esforço cortante e na Figura 3-27 o diagrama de momento fletor.

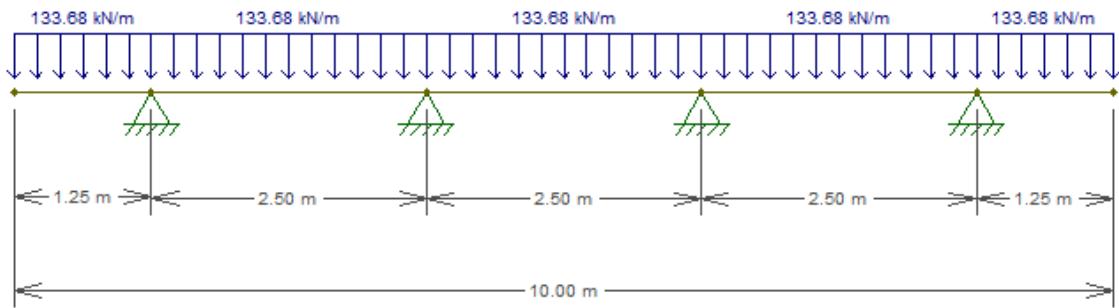


Figura 3-25 - Esquema estrutural e carregamento – viga horizontal (Ftool).

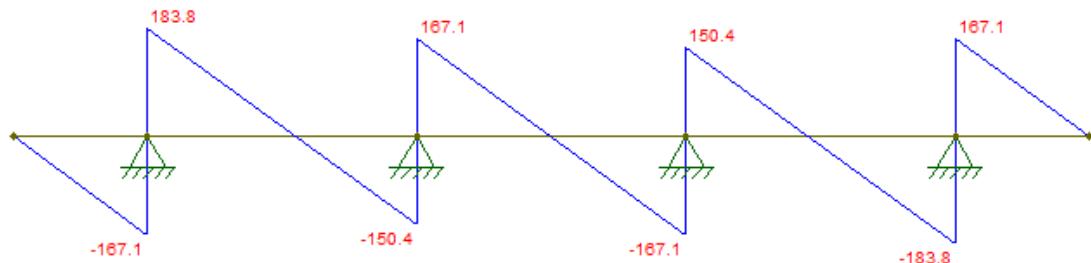


Figura 3-26 - Diagrama de esforço cortante (kN) - viga horizontal (Ftool).

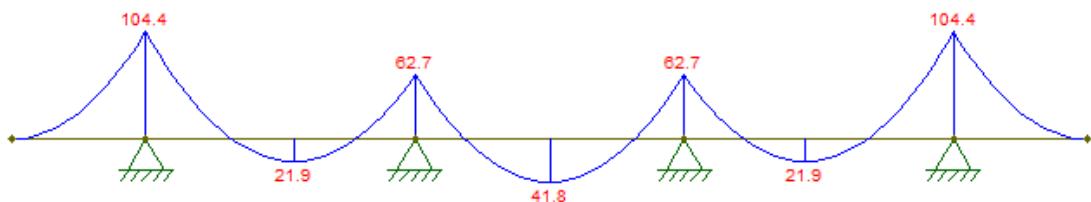


Figura 3-27 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - viga horizontal (Ftool).

Momentos nos apoios:

A partir do diagrama de momento fletor, observou-se que o maior momento foi de 104,4 kN.m, sendo a viga dimensionada para tal momento.

$$M = 104,4 \text{ kN.m}$$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (33)$$

$$k_{md} = \frac{104,4 \text{ kN.m. 1,4}}{1 \text{ m.} (0,27 \text{ m})^2 \cdot \left(\frac{30000 \text{ kN/m}^2}{1,4} \right)}$$

$$k_{md} = 0,093$$

Onde:

k_{md} – Coeficiente;

M_d – Momento fletor solicitante de cálculo.

Onde:

$$M_d = 1,4 \cdot M; \quad (34)$$

b – largura da viga;

d – altura útil da viga (distância do bordo superior até o centro de gravidade da armadura A_s);

f_{cd} – resistência à compressão de cálculo do concreto.

Onde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma}; \quad (35)$$

f_{ck} - resistência à compressão característica do concreto;

γ - coeficiente de segurança para o concreto ($\gamma = 1,4$).

$k_{md} = 0,093 < k_{md,max} = 0,272$ ($f_{ck} = 30\text{MPa}$) - Armadura simples.

Consultando a Tabela de DIAZ (2002), que se encontra no Apêndice A, pode-se fazer uma correlação entre k_{md} e k_z . Assim para $k_{md} = 0,093$, encontra-se relacionado um $k_z = 0,942$.

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (36)$$

$$A_s = \frac{104,4\text{kN} \cdot \text{m} \cdot 1,4}{0,942 \cdot 0,27\text{m} \cdot \left(\frac{50\text{kN}/\text{cm}^2}{1,15}\right)}$$

$$A_s = 13,22\text{cm}^2/\text{m}$$

Onde:

A_s - área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

k_z - coeficiente;

f_{yd} - resistência de escoamento do aço de cálculo.

Onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \quad (37)$$

f_{yk} – resistência de escoamento do aço característica ($f_{yk} = 50\text{kN}/\text{m}^2$ – aço CA – 50);

γ_s - coeficiente de segurança para o aço ($\gamma_s = 1,15$).

- Verificação da armadura mínima:

De acordo com a NBR 6118 (ABNT 2003), a armadura mínima pode ser obtida pela Equação (38). O valor correspondente ao ρ_{\min} encontra-se na Tabela 3-4.

$$As_{\min} = \rho_{\min} \cdot A_c \quad (38)$$

Onde,

ρ_{\min} = taxa mínima de armadura de flexão, (obtido na Tabela 3-4);

A_c = Área da seção de concreto.

Tabela 3-4 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (NBR 6118 – 2003)

Forma da seção	f_{ck} ω_{\min}	Valores de ρ_{\min} ($A_{s,\min}/A_c$)						
		20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255

Logo,

$$As_{\min} = 0,173\% \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verifica-se que $As > As_{\min}$ (ok)

Adotando um aço CA-50 de $\phi = 16,0\text{mm}$, com área de seção transversal = $2,0\text{cm}^2$, encontra-se:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{13,22 \text{ cm}^2}{2,0 \text{ cm}^2} = 6,61 \rightarrow \text{adota-se 7 barras.}$$

$$\text{espaçamento entre barras} = \frac{(100 \text{ cm} - (7 \cdot 1,6 \text{ cm}))}{6 \text{ espaços}} = \\ = 14,8 \text{ cm} \rightarrow \text{adota-se 12,5 cm.}$$

Portanto adota-se a armadura longitudinal na face interna (junto ao terreno) de $\phi 16$ c/12,5cm.

Momentos nos vãos:

A partir do diagrama de momento fletor, observou-se que o maior momento foi de 43,8 kN.m, sendo a viga dimensionada para tal momento.

$$M = 41,8 \text{ kN.m}$$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (39)$$

$$k_{md} = \frac{41,8 \text{ kN.m. 1,4}}{1 \text{ m.} (0,27 \text{ m})^2 \cdot \left(\frac{30000 \text{ kN/m}^2}{1,4} \right)}$$

$$k_{md} = 0,037$$

$$k_{md} = 0,037 < k_{md,\max} = 0,272 \text{ (} f_{ck} = 30 \text{ MPa) - Armadura simples.}$$

Assim para $k_{md} = 0,037$ encontra-se relacionado um $k_z = 0,978$.

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (40)$$

$$A_s = \frac{41,8 \text{ kN.m. 1,4}}{0,978 \cdot 0,27 \text{ m} \cdot \left(\frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \right)}$$

$$A_s = 5,10 \text{cm}^2/\text{m}$$

Verifica-se que $A_s < A_{smín}$ (calculado na Equação 38).

Logo, adota-se $A_{smín} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Adotando um aço CA-50 de $\phi = 10\text{mm}$, com área de seção transversal = $0,8\text{cm}^2$, encontra-se:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{5,19 \text{cm}^2}{0,8 \text{cm}^2} = 6,49 \rightarrow \text{adota-se 7 barras.}$$

$$\text{espaçamento entre barras} = \frac{(100\text{cm} - (7 \cdot 1,0\text{cm}))}{6 \text{ espaços}} = \\ = 15,5\text{cm} \rightarrow \text{adota-se 15,0cm.}$$

Portanto adota-se a armadura longitudinal na face externa de $\phi 10$ c/ 15cm.

Viga vertical:

A viga vertical possui 2 tirantes espaçados de 1,5m e um balanço de 1,0m para cada extremidade (inferior e superior da cortina).

Para descobrir o carregamento aplicado na viga horizontal, foi utilizado o equilíbrio de forças verticais, usando como reação de apoio(R) a componente horizontal da carga de trabalho do tirante. Como existem 2 tirantes e a extensão da viga (l) é de 3,5m. O carregamento uniformemente distribuído (Q) na face superior da viga será de:

$$\sum \text{Forças verticais} = 0 \quad (41)$$

$$(2R) - (Q \cdot l) = 0$$

$$(334,21\text{kN} \cdot 2) - (Q \cdot 3,5\text{m}) = 0$$

$$Q = \frac{2 \cdot 334,21\text{kN}}{3,5\text{m}}$$

$$Q = 190,98 \text{kN/m}$$

A partir da geometria da cortina, considerações de apoio e carregamento, o esquema estrutural da viga vertical pode ser verificado na Figura 3-28. Na Figura 3-29, o diagrama de esforço cortante e na Figura 3-30 o diagrama de momento fletor.

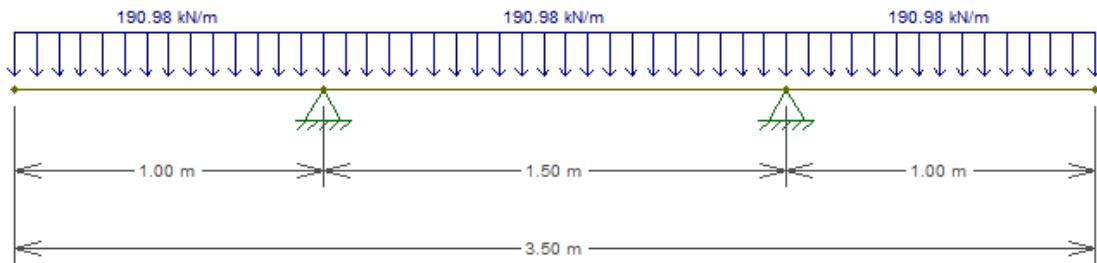


Figura 3-28 - Esquema estrutural e carregamento – viga vertical (Ftool).

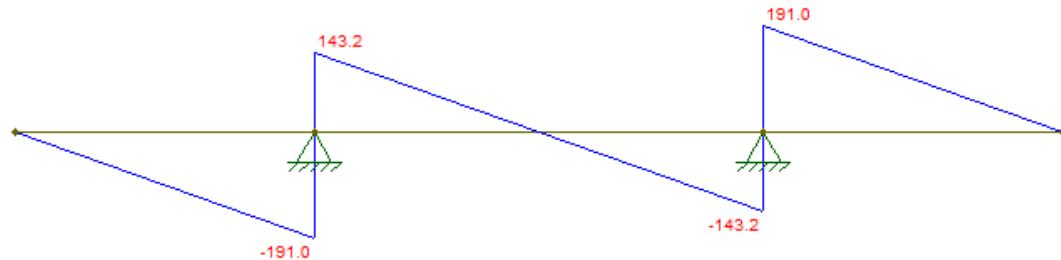


Figura 3-29 - Diagrama de esforço cortante (kN) - viga vertical (Ftool).

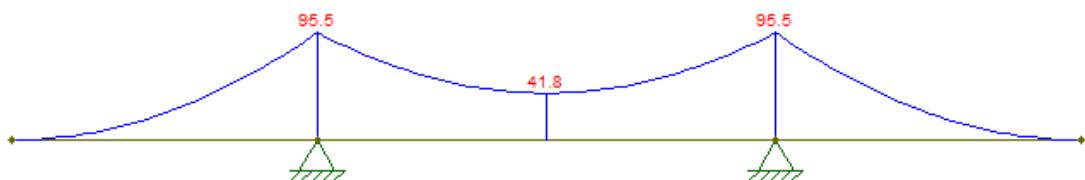


Figura 3-30 - Diagrama de momento fletor (kN.m) - viga vertical (Ftool).

Momentos nos apoios:

A partir do diagrama de momento fletor, observou-se que o maior momento foi de 95,5 kN.m, sendo a viga dimensionada para tal momento.

$$M = 95,5 \text{ kN.m}$$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (42)$$

$$k_{md} = \frac{95,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1,4}{1 \text{ m} \cdot (0,27 \text{ m})^2 \cdot \left(\frac{30000 \text{ kN/m}^2}{1,4} \right)}$$

$$k_{md} = 0,086$$

$k_{md} = 0,086 < k_{md,max} = 0,272$ ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$) - Armadura simples.

Assim para $k_{md} = 0,086$ encontra-se relacionado um $k_z = 0,946$.

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (43)$$

$$A_s = \frac{95,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1,4}{0,946 \cdot 0,27 \text{ m} \cdot \left(\frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \right)}$$

$$A_s = 12,04 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} (\text{ok}).$$

Adotando um aço CA-50 de $\phi = 16,0 \text{ mm}$, com área de seção transversal = $2,0 \text{ cm}^2$, encontra-se:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{12,04 \text{ cm}^2}{2,0 \text{ cm}^2} = 6,02 \rightarrow \text{adota-se 6 barras.}$$

$$\text{espaçamento entre barras} = \frac{(100 \text{ cm} - (6 \cdot 1,6 \text{ cm}))}{5 \text{ espaços}} =$$

$$= 18,08 \text{ cm} \rightarrow \text{adota-se 17,5 cm.}$$

Portanto adota-se a armadura longitudinal na face interna (junto ao terreno) de $\phi 16 \text{ c/17,5 cm}$.

Momentos no vão:

A partir do diagrama de momento fletor, observou-se que os momentos da viga são todos negativos, então adota-se a armadura mínima para a armação positiva, calculada anteriormente pela Equação (38).

Logo,

$$As_{\min} = 0,173\% \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotando um aço CA-50 de $\phi = 10\text{mm}$, com área de seção transversal $= 0,8\text{cm}^2$, encontra-se:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{5,19\text{cm}^2}{0,8\text{cm}^2} = 6,49 \rightarrow \text{adota - se 7 barras.}$$

$$\begin{aligned} \text{espaçamento entre barras} &= \frac{(100\text{cm} - (7 \cdot 1,0\text{cm}))}{6 \text{ espaços}} = \\ &= 15,5\text{cm} \rightarrow \text{adota - se 15,0cm.} \end{aligned}$$

Portanto adota-se a armadura longitudinal na face externa de $\phi 10$ c/15cm.

Verificação à punção (NBR 6118 – item 19.5):

A geometria da punção pode ser verificada na Figura 3-31.

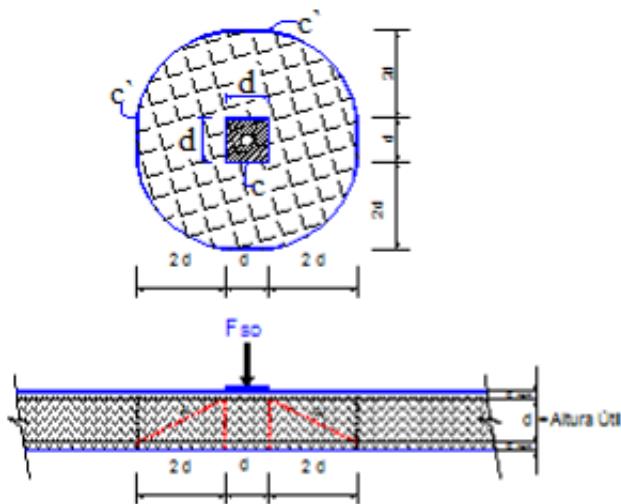


Figura 3-31 - Geometria da punção

Onde:

h = espessura da laje de concreto = 30,0cm

d = altura útil da seção de concreto = 24,0cm;

$c_{nom.}$ = cobrimento nominal = 3,0cm; (Viga de concreto armado, Classe de agressividade II, ver tabelas 3-4 e 3-5).

Tabela 3-5 - Classe de agressividade ambiental (NBR 6118 – 2003).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 3-6 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ (NBR 6118 – 2003).

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

¹⁾ 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.

²⁾ 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 $\geq 15\text{ mm}$.

³⁾ 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 $\geq 45\text{ mm}$.

Cálculo da Tensão cisalhante (τ_{SDC}):

$$\tau_{SDC} = \frac{F_{sd}}{u_o \cdot d} \quad (44)$$

$$\tau_{SDC} = \frac{350\text{kN} \cdot 1,4}{(4 \cdot 0,24\text{m}) \cdot 0,24\text{m}}$$

$$\tau_{SDC} = 2126,74\text{kN/m}^2$$

Onde:

τ_{SDC} - Tensão cisalhante solicitante de cálculo na superfície crítica C;

F_{sd} - Força ou reação concentrada, de cálculo.

Onde:

$$F_{sd} = F_{TRAB} \cdot 1,4; \quad (45)$$

u_o - Perímetro do contorno C.

Neste caso:

$$u_o = 4 \cdot d \quad (46)$$

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;

Verificação da Tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C :

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

$$\tau_{RD2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (47)$$

Onde:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} ; \quad (48)$$

f_{cd} - resistência à compressão de cálculo do concreto, igual à:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} ; \quad (49)$$

f_{ck} - resistência à compressão característica do concreto, em megapascal;

γ - coeficiente de segurança para o concreto ($\gamma = 1,4$).

$$\alpha_v = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$\tau_{RD2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot \frac{30000}{1,4} = 5091,43 \text{ kN/m}^2$$

Como $\tau_{SDC} = 2126,74 \text{ kN/m}^2 < \tau_{RD2} = 5091,43 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{ok.}$

Não há necessidade de aumentar d ou f_{ck} .

Verificação da Tensão resistente na superfície crítica C':

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

$$\tau_{RD1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (50)$$

Onde:

d - altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

ρ - taxa geométrica de armadura de flexão aderente;

$$\tau_{SDC} = \frac{F_{sd}}{u_0 \cdot d} \quad (51)$$

u - Perímetro do contorno C':

Neste caso,

$$u = 2 \cdot \pi \cdot R \quad (52)$$

$$u = 2 \cdot \pi \cdot 0,6 = 3,76 \text{ m}$$

$$R = \text{raio do contorno } C' = \frac{2d + d + 2d}{2} = \frac{5d}{2} = \frac{5 \cdot 0,24 \text{ m}}{2} = 0,6 \text{ m}$$

$$\tau_{SDC} = \frac{350 \cdot 1,4}{(3,76 \text{ m}) \cdot 0,24 \text{ m}}$$

$$\tau_{SDC} = 543 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \approx 0,025 - \text{Armaduras mínimas} \quad (53)$$

$$\tau_{RD1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{24}} \right) \cdot (100 \cdot 0,025 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 1,049 \text{ MPa} = 1049 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{SDC} = 543 \text{ kN/m}^2 < \tau_{RD1} = 1049 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{ok.}$$

Não há necessidade de armar a seção contra os esforços de punção dos tirantes, porém a NBR 6118 estipula que no caso de a estabilidade global da estrutura depender da resistência da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que $\tau_{SDC} \leq \tau_{RD1}$. Essa armadura deve equilibrar um mínimo de 50% de F_{Sd} .

Armadura de colapso progressivo:

$$A_s \geq \frac{F_{sd}}{f_{yd}}$$

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{350 \text{ kN} \cdot 1,4}{43,48 \text{ kN/cm}^2}$$

$$A_s \geq 11,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotar } 2x 8\phi 10 \text{ mm} \rightarrow A_s = 12,8 \text{ cm}^2.$$

3.12 DIMENSIONAMENTO DAS MICROESTACAS

A capacidade de carga de uma microestaca isolada (Q_l) por atrito lateral pode ser estimada pela seguinte equação:

$$Q_l = \pi \cdot D \cdot l \cdot f_s \quad (54)$$

$$Q_l = \pi \cdot (0,25 \text{ m}) \cdot (7 \text{ m}) \cdot (3.15 \text{ kPa}) = 212,05 \text{ kN}$$

$$\text{Peso da cortina} = 0,30 \cdot 3,5 \cdot 10,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 262,5 \text{ kN}$$

A decomposição de forças do tirante, mostrando a componente vertical de um tirante pode ser vista na Figura 3-32.

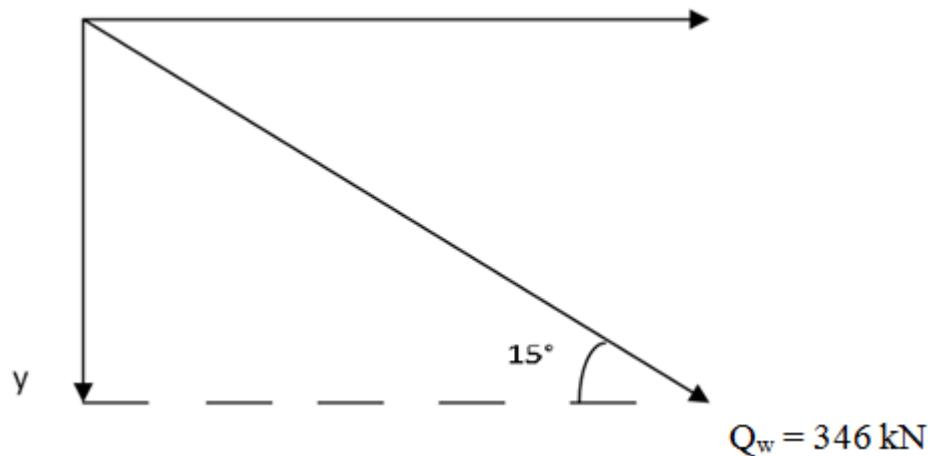


Figura 3-32 - Componente vertical do tirante, (autor).

Componente vertical do tirante (y) = $\sin 15^\circ \cdot 346\text{ kN}$

$$y = 89,55 \text{ kN} \text{ (1 tirante)}$$

Como a cortina ancorada é composta de 8 tirantes, a componente vertical total de todos os tirantes que constituem a cortina é:

$$y = 716,41 \text{ kN} \text{ (8 tirantes)}$$

O número de microestacas é obtido dividindo-se a soma da componente vertical total de todos os tirantes com a carga devido ao peso da cortina pela capacidade de carga das estacas:

$$\text{número de microestacas} = \frac{716,41\text{kN} + 262,5\text{kN}}{212,05\text{kN}} = 4,62$$

Adota-se 5 microestacas.

3.13 GEOMETRIA DA CORTINA ANCORADA E ESTAQUEADA

A geometria da cortina ancorada e estaqueada pode ser vista nas Figuras 3-33 e 3-34.

CORTINA ATIRANTADA – PAINEL: 3,5 X 10,0 m

VISTA FRONTAL – FORMA

ESC.: 1:100

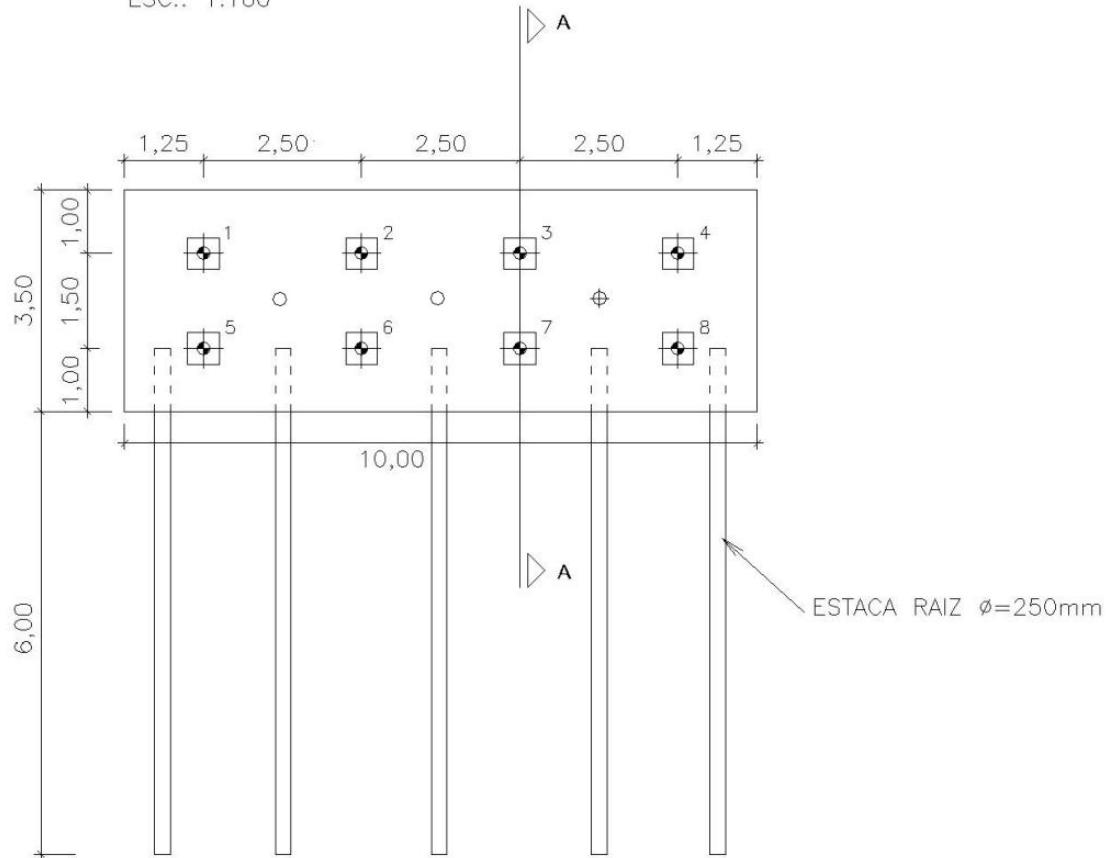


Figura 3-33 - Vista frontal. Disposição dos drenos curtos, dreno sub-horizontal profundo, tirantes e estacas na cortina ancorada e estaqueada.(Autor)

CORTE A-A

ESC.: 1:100

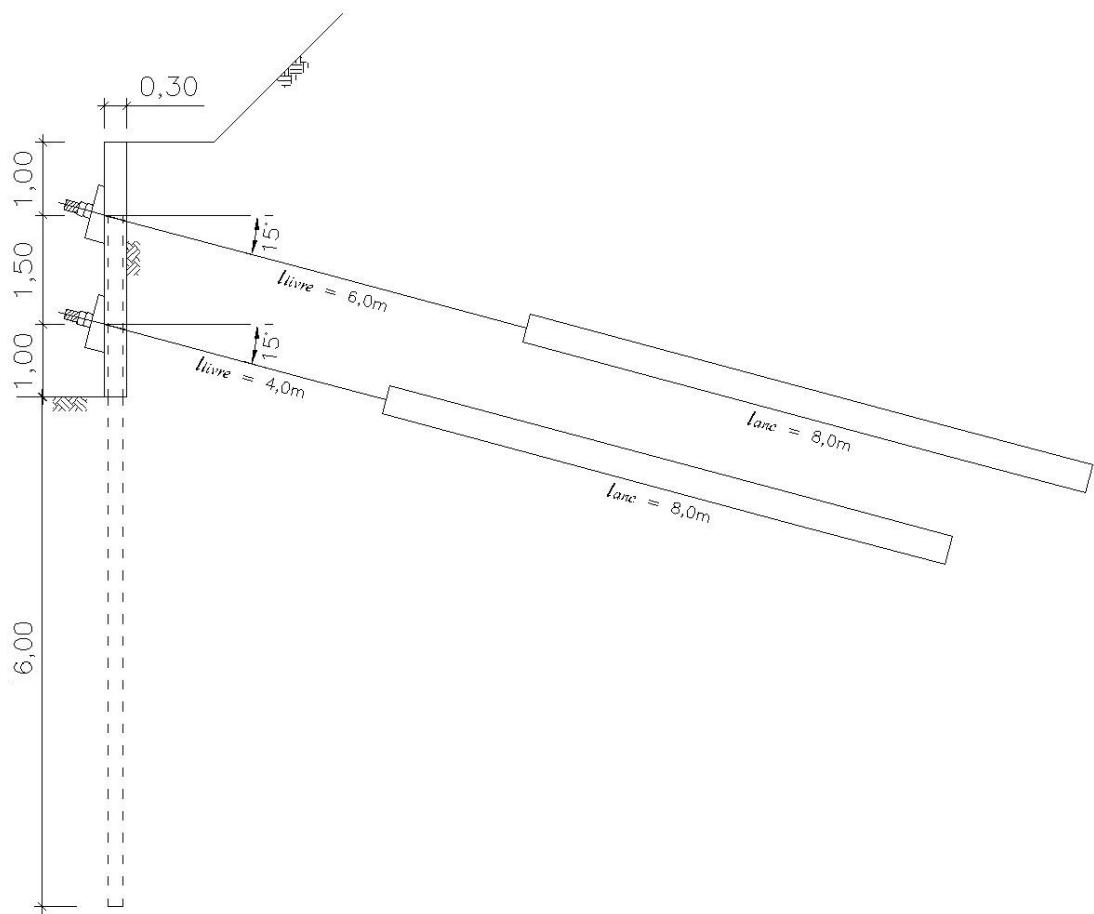


Figura 3-34 -- Corte da cortina ancorada e estaqueada.(Autor)

4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho propôs uma solução para um caso real de instabilidade de talude, dimensionando-a, detalhando-a e fazendo a análise de sua estabilidade com o auxílio de software computacional. Para atingir o objetivo de definir qual seria a melhor solução foram realizados estudos das diversas possibilidades de obras de estabilidade, tendo em vista a grande limitante que era a restrição da geometria do problema, de um lado o talude era contido pela rodovia e do outro pela faixa de domínio da rodovia além de casas residenciais, a melhor solução foi a mista de cortina ancorada e estaqueada com retaludamento. Também foram condicionantes importantes o método executivo da solução e uma solução que fosse menos prejudicial ao fluxo de carros da rodovia.

Pode-se então concluir que apesar do custo elevado da implementação da cortina ancorada, as peculiaridades do local fizeram com que esse método fosse utilizado, numa solução mista de retaludamento e cortina ancorada e estaqueada, resultando num fator de segurança acima do estipulado pela Norma Brasileira.

Sugestões para trabalhos futuros: realizar um estudo detalhado com sondagens do local e ensaios de laboratório a fim de determinar os parâmetros do solo, fazendo assim a comparação com os parâmetros obtidos pelo método de retroanálise, presente no item 3.5.1 deste trabalho. Outra sugestão é que se faça uma comparação entre a solução em solo grampeado e a solução mista, cortina ancorada e estaqueada com retaludamento, adotada neste trabalho. Pode-se também fazer um estudo sobre a produtividade do método de execução de cortina ancorada proposto por Rodrigues (2011), que consiste na cravação de estacas no intuito de conter o solo para que a escavação seja feita em toda a extensão da cortina de uma só vez, ao invés de ser realizadas em nichos conforme proposto no método brasileiro. Com relação ao dimensionamento estrutural seria interessante dimensionar a mesma estrutura, a cortina ancorada, como uma laje cogumelo através de software de elementos finitos e fazer o comparativo dos resultados.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

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

BECKER, L. de B., 2011, Notas de Aula da Disciplina de Estabilidade de Taludes e Estruturas de Contenção;

BISHOP, A. W., MORGESTERN, N., 1960, Stability Coefficients for Earth Slopes. *Géotechnique*, Vol. 10, No. 4, pp 164-169.

CARVALHO, P. A. S. de Manual de geotecnia: Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo: Departamento de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, 1991. 388 p. (Publicação IPT; n.1843). Disponível em: <http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais_talude.aspx>. Acesso em 12 jan. 2013.

FTOOL. Programa de análise de estrutura bidimensional. Versão Educacional 2.12.

GERSCOVICH, D. M. S. Apostila Estabilidade de Taludes. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2009.

GUIDICINI, G., NIEBLE, C. M. 1984, Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. 2 ed. São Paulo, Edgar Blucher.

JOPPERT JUNIOR, I. Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo, PINI, 2007. 221p.

MASSAD, F. Obras de Terra: curso básico de geotecnia. São Paulo:Oficina de Textos, 2003.

MORE, J. Z. P. Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos. 2003.120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, Rio de Janeiro.

MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., 1965, “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”. Géotechnique, v.15, n 1.

PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3 ed. São Paulo:Oficina de Textos, 2006.

RIO DE JANEIRO, Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (GEORIO). Manual Técnico de Encostas: Análise e Investigação. 2 ed. Rio de Janeiro, 2000.

RODRIGUES, J. M. de A., Método de Culmann. Ancoragens e tirantes. Apostila de Obras de Terra I. Escola Politécnica/UFRJ. Departamento de Construção Civil. Rio de Janeiro, 2011.

SLIDE. Programa de análise de estabilidade de talude em 2 dimensões por equilíbrio limite. Versão 6.005.

Sites:

www.br040.com.br. Acessado dia 27/03/2013.

www.dywidag.com.br. Acessado dia 25/02/2013

6. APÊNDICE A – TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SECÃO RETANGULAR – AÇO CA-50 – PROF ERNANI DIAZ (2002)

Dominio	k _{nd}	k _x	k _z	ε' s'd	σ' s'd	Δd' Id' (armadura superior)			
						0,02	0,02	0,04	0,06
D1/D2	0,000	0,000	1,000	0,000	434783	0,200	420000	0,400	840000
D2	0,010	0,015	0,994	-0,150	10,000	434783	0,053	11097,99	0,256
D2	0,020	0,030	0,988	-0,307	10,000	434783	-0,101	-21138	0,105
D2	0,030	0,045	0,982	-0,470	10,000	434783	-0,261	-54804	0,052
D2	0,040	0,060	0,976	-0,641	10,000	434783	-0,429	-90007	0,216
D2	0,050	0,076	0,970	-0,821	10,000	434783	-0,604	-126862	0,388
D2	0,060	0,092	0,963	-1,008	10,000	434783	-0,788	-165499	0,568
D2	0,070	0,108	0,957	-1,205	10,000	434783	-0,981	-206062	0,757
D2	0,080	0,124	0,950	-1,413	10,000	434783	-1,184	-248712	0,956
D2	0,090	0,140	0,944	-1,631	10,000	434783	-1,398	-293628	1,166
D2	0,100	0,157	0,937	-1,861	10,000	434783	-1,624	-341011	1,387
D2	0,110	0,174	0,930	-2,104	10,000	434783	-1,862	-391088	1,620
D2	0,120	0,191	0,924	-2,362	10,000	434783	-2,115	-434783	1,868
D2	0,130	0,209	0,917	-2,635	10,000	434783	-2,383	-434783	2,130
D2	0,140	0,226	0,909	-2,926	10,000	434783	-2,666	-434783	2,409
D2	0,150	0,245	0,902	-3,236	10,000	434783	-2,972	-434783	2,707
D2/D3	0,158	0,259	0,896	-3,500	10,000	434783	-3,293	-434783	3,293
D3	0,160	0,263	0,895	-3,500	9,810	434783	-3,234	-434783	2,968
D3	0,170	0,282	0,887	-3,500	8,922	434783	-3,252	-434783	3,003
D3	0,180	0,301	0,880	-3,500	8,131	434783	-3,267	-434783	3,035
D3	0,190	0,320	0,872	-3,500	7,420	434783	-3,282	-434783	3,063
D3	0,200	0,340	0,864	-3,500	6,779	434783	-3,294	-434783	3,089
D3	0,210	0,361	0,856	-3,500	6,197	434783	-3,306	-434783	3,112
D3	0,220	0,382	0,847	-3,500	5,666	434783	-3,317	-434783	3,133
D3	0,230	0,403	0,839	-3,500	5,179	434783	-3,326	-434783	3,153
D3	0,240	0,425	0,830	-3,500	4,730	434783	-3,343	-434783	3,171
D3	0,250	0,446	0,821	-3,500	4,314	434783	-3,344	-434783	3,187
D3	0,260	0,471	0,812	-3,500	3,929	434783	-3,351	-434783	3,203
D3	0,270	0,495	0,802	-3,500	3,569	434783	-3,359	-434783	3,217
D3	0,272	0,500	0,800	-3,500	3,560	434783	-3,360	-434783	3,220
D3	0,280	0,520	0,800	-3,500	3,292	434783	-3,365	-434783	3,231
D3	0,290	0,545	0,782	-3,500	2,916	434783	-3,372	-434783	3,243
D3	0,300	0,572	0,771	-3,500	2,618	434783	-3,378	-434783	3,255
D3	0,310	0,600	0,760	-3,500	2,336	434783	-3,383	-434783	3,267
D3/D4	0,320	0,628	0,749	-3,500	2,070	434783	-3,389	-434783	3,277
D4	0,320	0,629	0,749	-3,500	2,057	434103	-3,389	-434783	3,277
D4	0,370	0,680	0,680	-3,500	1,811	380303	-3,394	-434783	3,413
D4	0,330	0,659	0,736	-3,500	1,916	434783	-3,394	-434783	3,417
D4	0,340	0,691	0,724	-3,500	1,965	328702	-3,399	-434783	3,403
D4	0,350	0,725	0,710	-3,500	1,328	278940	-3,403	-434783	3,407
D4	0,360	0,761	0,696	-3,500	1,098	230639	-3,408	-434783	3,316
D4	0,370	0,800	0,680	-3,500	0,873	183375	-3,413	-434783	3,325
D4	0,380	0,843	0,663	-3,500	1,061	136822	-3,417	-434783	3,334
D4	0,390	0,881	0,643	-3,500	0,427	89652	-3,421	-434783	3,343
D4	0,400	0,947	0,621	-3,500	0,197	41274	-3,426	-434783	3,352
D4/D4a	0,408	1,000	0,600	-3,500	0,000	0	-3,430	-434783	3,360